



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**FACTORES DE RESISTENCIA PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS DE
SECCIÓN COMPUESTA DE ACUERDO CON LAS NTCEM**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
HERIBERTO BÓRQUEZ URQUIDY

TUTOR PRINCIPAL
DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA

COMITÉ TUTOR
DR. LUIS ESTEVA MARABOTO, INSTITUTO DE INGENIERÍA
M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ, FACULTAD DE INGENIERÍA
DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ, CENAPRED
M. I. RAÚL JEAN PERRILLIAT, FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. JUNIO 2014

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO

Secretario: M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

1 er. Vocal: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

2 do. Vocal: DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ

3 er. Vocal: M. I. RAÚL JEAN PERRILLIAT

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA

TUTOR DE TESIS:

DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

FIRMA

ÍNDICE

RESUMEN.....	III
1. OBJETIVO.....	1
2. JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES	1
3. ANTECEDENTES.....	1
4. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
4.1 Descripción de secciones compuestas.....	3
4.2 Confiabilidad estructural.....	4
4.2.1 Conceptos básicos de seguridad estructural.....	5
4.3 Índice de confiabilidad β	9
4.4 Factores de resistencia.....	10
4.5 Metodología	11
4.6 Secciones compuestas analizadas.....	14
4.7 Resultados.....	18
4.7.1 Columnas compuestas diseñadas por compresión.....	18
4.7.2 Columnas compuestas diseñadas por flexión pura.....	21
4.7.3 Vigas compuestas diseñadas por flexión.....	23
5. CONCLUSIONES.....	26
6. BIBLIOGRAFÍA	28
APÉNDICE A. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS SUJETAS A COMPRESIÓN DE ACUERDO A LAS NTCEM-2004.....	30
APÉNDICE B. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS SUJETAS A COMPRESIÓN DE ACUERDO A LAS NTCEM EN REVISIÓN.....	36
APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS SUJETAS A FLEXIÓN PURA DE ACUERDO A LAS NTCEM EN REVISIÓN.....	42
APÉNDICE D. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS SUJETAS A FLEXOCOMPRESIÓN DE ACUERDO A LAS NTCEM EN REVISIÓN.....	43
APÉNDICE E. RESISTENCIA DE VIGAS COMPUESTAS SUJETAS A FLEXIÓN DE ACUERDO A LAS NTCEM EN REVISIÓN.....	45
APÉNDICE F. RESISTENCIA DE ELEMENTOS COMPUESTOS SUJETOS A CORTANTE DE ACUERDO A LAS NTCEM EN REVISIÓN.....	47
APÉNDICE G. EJEMPLO SOBRE LA DISPERSIÓN EN LOS RESULTADOS CORRESPONDIENTES A FLEXIÓN DE COLUMNAS Y VIGAS.....	48
APÉNDICE H. PROGRAMA DE CÓMPUTO. COMPRESIÓN.....	56
APÉNDICE I. PROGRAMA DE CÓMPUTO. FLEXIÓN PURA COLUMNAS.....	60
APÉNDICE J. PROGRAMA DE CÓMPUTO. FLEXIÓN EN VIGAS.....	66

RESUMEN

Actualmente se está desarrollando un proyecto general enfocado a actualizar el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC-2004). En dicho proyecto se han propuesto modificar los factores de carga correspondientes a la combinación de carga muerta (C_m) más carga viva (C_v). Los factores de carga muerta (FC_m) y de carga viva (FC_v) se optimizaron de manera que dieran lugar a índices de confiabilidad aproximadamente uniformes para las relaciones de carga que se emplean normalmente en la práctica. El estudio se basó en un análisis de confiabilidad que toma en cuenta las incertidumbres que intervienen en el problema. Se concluyó que los valores óptimos de los factores de carga que deben recomendarse en la versión revisada de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCA) son $FC_m = 1.3$ y $FC_v = 1.5$ en lugar de la combinación $1.4C_m + 1.4 C_v$.

El presente estudio se enfoca en encontrar los factores de resistencia (F_R) para elementos de sección compuesta que conducen a valores de confiabilidades prescritas, considerando, además, que la resistencia del concreto está dada por el valor de la resistencia a compresión f'_c en lugar de $f^*c = 0.8f'_c$. El estudio se realiza para columnas compuestas diseñadas por compresión y flexión pura, y vigas compuestas en flexión, sujetas a la acción de carga muerta más carga viva.

1. OBJETIVO

El objetivo del presente estudio es verificar o proponer factores de reducción de resistencia (F_R) para columnas de sección compuesta sujetas a compresión y flexión pura, y vigas compuestas en flexión. Los elementos compuestos serán diseñados con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas que se encuentran actualmente en revisión (NTCEM) de manera que se tenga un índice de confiabilidad prescrito para diseños hechos con la nueva combinación de carga $1.3C_m + 1.5C_v$ que aparecerá en las nuevas Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCA). Además, se toma en cuenta en los cálculos el valor de la resistencia nominal del concreto a compresión ($f'c$) en lugar del 80% de esta resistencia ($0.8f'c = f^*c$), debido a que el valor $f'c$ será el que se utilice en la nueva versión de las NTCEM.

2. JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES

En la nueva versión de las NTCEM se permite utilizar el valor de la resistencia nominal del concreto ($f'c$) en lugar del 80% de esta resistencia ($0.8f'c = f^*c$) para el diseño de estructuras de sección compuesta. Por tal motivo, es necesario verificar que el factor de reducción de resistencia (F_R) de lugar a secciones estructurales con una confiabilidad equivalente a la que se obtiene cuando se diseña con el valor de f^*c , para diferentes estados límite.

En este estudio se analiza el F_R correspondiente a columnas compuestas sujetas a compresión y flexión pura, y vigas compuestas en flexión.

3. ANTECEDENTES

Las estructuras formadas por elementos de sección compuesta de acero y concreto (simple o reforzado) se han utilizado desde hace mucho tiempo. Al principio, estas estructuras simplemente tomaban como ventaja la protección que aportaba el concreto a los perfiles de acero para resistir el fuego y la corrosión. Pero las investigaciones en cuanto a la resistencia de dichos miembros empezaron desde principios de 1900 (Talbot y Lord, 1912), y las primeras disposiciones de diseño fueron creadas en 1924 ("Joint committee report on standard specifications for concrete and reinforced concrete"). En la actualidad,

con la aparición de construcciones de estructuras compuestas en edificios de gran altura, los ingenieros han desarrollado nuevos criterios de diseño para considerar las ventajas que se tienen en cuanto a resistencia y rigidez en una sección transversal compuesta (Griffis y Moore, 1992).

En 1973, el estudio de columnas compuestas se asignó a un comité permanente (Task Group 20) del “Consejo de Investigación sobre Estabilidad Estructural” (“Structural Stability Research Council”, SSRC). El Consejo reconoció, gracias a la abundante información que se tenía sobre el comportamiento de columnas de acero, que la compresión de miembros compuestos por acero y concreto debería comportarse de manera similar a una columna formada solamente por acero si en la sección transversal compuesta la resistencia y rigidez del acero estructural fuera mucho más grande que la resistencia y rigidez del concreto (Task Group 20, 1979). El Consejo también estaba consciente de que, si en una sección transversal compuesta, la resistencia y rigidez del concreto fuera significativamente más grande que la resistencia y rigidez del acero estructural, el miembro en compresión compuesto tendría un comportamiento parecido al de una columna ordinaria de concreto reforzado (Task Group 20, 1979).

Las consecuencias de los resultados inconsistentes que se obtenían debido a los diferentes conceptos de diseño condujeron a que se realizaran investigaciones para encontrar criterios que permitieran un diseño adecuado. Es por eso que en 1978 se publicó un documento que contenía recomendaciones para el diseño de columnas compuestas (Furlong, 1978) adaptado de un artículo presentado al Consejo anteriormente (Furlong, 1976), en el cual se presentaban las reglas de diseño y las limitaciones que debían cumplir las columnas compuestas. Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras Metálicas (NTCEM-2004) del Reglamento de Construcciones del DF (RCDF-2004) toman como base estas propuestas de diseño para el diseño de columnas compuestas.

En las NTCEM en revisión, el criterio de diseño para estructuras de sección compuesta fue mejorado y modernizado con respecto a las NTCEM-2004 ya que la propuesta anterior fue establecida en los años 70s. En la metodología de las NTCEM-2004, el enfoque era convertir la sección compuesta en una sección equivalente tomando como referencia la sección de acero. Este enfoque era lógico ya que se requería que las columnas tuvieran un porcentaje de acero relativamente alto (mayor a 4% del área total de la sección compuesta) y, por lo tanto, el criterio de diseño se aproximaba más a las curvas de estabilidad para miembros de acero. Se ha demostrado que este criterio tiene bajos índices de confiabilidad (Leon y Aho, 2002; Lundberg y Galambos, 1996) con grandes dispersiones para algunos tipos de columnas. Por esta razón, se desarrolló un gran

número de experimentos con los cuales se calibraron nuevas disposiciones de diseño (Leon et al., 2007)

En el Apéndice A de este trabajo se hace una discusión de las disposiciones reglamentarias de las NTCEM-2004 para columnas compuestas sujetas a compresión, y en el Apéndice B se presentan las fórmulas propuestas por las NTCEM en revisión y se comparan con las NTCEM-2004.

Por otro lado, se han realizado estudios de confiabilidad (Bojórquez y Ruiz, 2014) para obtener factores de resistencia en elementos de concreto reforzado sujetos a flexión, cortante, torsión, flexocompresión y aplastamiento utilizando la nueva combinación de carga $1.3C_m + 1.5C_v$ de las NTCCA y tomando en cuenta el valor de f'_c en lugar del f^*c . El presente estudio se enfoca en obtener factores de resistencia para columnas compuestas sujetas a compresión y flexión pura, y vigas compuestas en flexión.

4. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 DESCRIPCIÓN DE SECCIONES COMPUESTAS

Los elementos compuestos se utilizan tanto en estructuras de pocos niveles como edificios de gran altura. En estructuras bajas, pueden emplearse para protección contra el fuego o corrosión de los perfiles de acero o simplemente por cuestiones estéticas o arquitectónicas. En edificios altos, las secciones transversales que se obtienen son mucho menores al utilizar elementos compuestos que si se utilizaran columnas de concreto reforzado. Además, los elementos compuestos tienen mejores características de amortiguamiento que las de acero y el recubrimiento de concreto evita el pandeo del perfil metálico, por lo cual se usan con frecuencia como parte de los marcos que resisten las fuerzas sísmicas (De Buen, 2004).

Algunas ventajas que tienen los elementos compuestos son (Griffis y Moore, 1992):

1. Sección transversal más pequeña que la que se requiere en un elemento de concreto reforzado convencional
2. Mayor capacidad de carga
3. Ductilidad adecuada para zonas sísmicas
4. Velocidad en la construcción
5. Resistencia al fuego

6. Mayor rigidez lateral cuando son parte del sistema que resiste las acciones de viento o sismo
7. Mejores características de amortiguamiento
8. Rigidización del perfil de acero lo cual evita el pandeo local

Por otra parte, se pueden llegar a tener grandes dificultades para colocar el acero de refuerzo y esto puede afectar el proceso constructivo. Este problema es particularmente crítico en las uniones viga – columna en donde es posible que haya interferencias entre las vigas de acero, las barras de refuerzo longitudinal, los estribos y los conectores de cortante.

Algunos elementos compuestos se muestran en las Figuras 1 y 2:

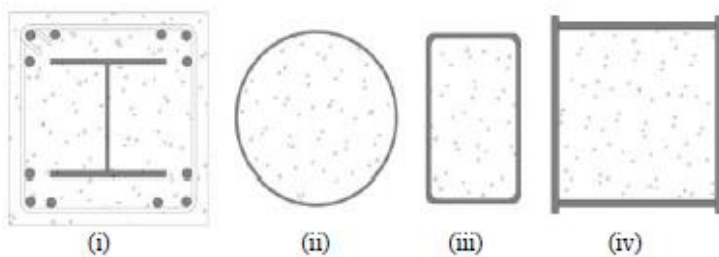


Figura 1. Columnas compuestas (NTCEM en revisión, 2014):
 (i) perfil de acero revestido de concreto reforzado, (ii) tubular circular relleno, (iii) tubular rectangular relleno, (iv) sección cajón relleno

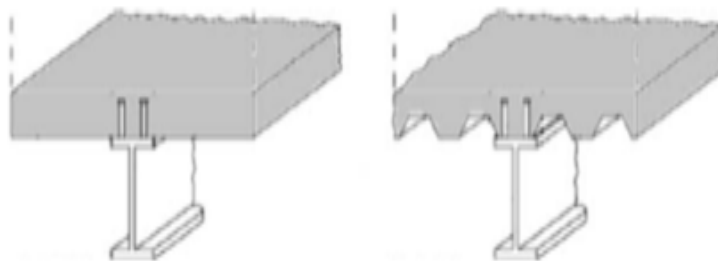


Figura 2. Trabes compuestas (NTCEM en revisión, 2014)

4.2 CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

Las decisiones en ingeniería deben tomarse considerando las incertidumbres de carácter aleatorio que se presentan en la práctica. Por este motivo, se utilizan factores de seguridad para el diseño estructural en los códigos y reglamentaciones existentes. Los factores de seguridad especificados por los reglamentos pretenden cubrir solo la variabilidad normal de las acciones y resistencias, y no proteger contra errores o

diferencias significativas entre lo proyectado y lo construido. Los factores de seguridad generalmente se establecían con base en la experiencia, tradición y el buen juicio de ingenieros experimentados; como consecuencia, los niveles de seguridad podían no ser consistentes para diferentes materiales y distintos modos de falla estructural (Ellingwood, 1978).

Debido a las modificaciones que tendrán las NTC en su nueva versión, en donde se considerará una nueva combinación de carga ($1.3C_m + 1.5C_v$) y se permitirá utilizar $f'c$ en lugar de f^*c , es necesario realizar un estudio en el cual se verifiquen o propongan factores de reducción de resistencia en elementos compuestos para tener una confiabilidad prescrita.

En el presente estudio se realiza un análisis probabilístico de columnas compuestas sujetas a compresión y flexión pura, y vigas compuestas en flexión, con el fin de determinar o verificar la validez de los factores de resistencia correspondientes a las nuevas disposiciones de diseño de las NTCM. Como medida de la seguridad, se elige el índice de confiabilidad β (Cornell, 1969), el cual se relaciona con la probabilidad de falla de los elementos.

4.2.1 CONCEPTOS BÁSICOS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Las estructuras están diseñadas para soportar ciertas solicitaciones y si en algún momento alguna acción sobrepasa las condiciones de diseño se considera que se presenta la “falla”. Esto significa que existe una probabilidad, aunque sea muy pequeña, de que la resistencia de una estructura sea excedida por el valor de una acción. Por tal motivo, la verificación de la seguridad estructural tiene como objetivo comprobar que los efectos de las acciones máximas que pueden afectar a una estructura durante su vida útil tengan una probabilidad prescrita de exceder algún estado límite.

Debido a la importancia de ciertos términos mencionados en este trabajo, es conveniente explicar su significado.

ESTADO LÍMITE

En el diseño estructural es necesario definir un parámetro de referencia con el cual se pueda establecer una frontera de seguridad. Se define a un estado límite como una condición en la cual una estructura deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñada. Existen varios tipos de estados límite, los más usados en diseño son:

- a) *Estado límite de colapso.* Corresponde a situaciones en las que la estructura sufre una falla total o parcial (por ejemplo por compresión, flexión, torsión, cortante, etc.) debido a que se agota su capacidad para resistir una acción.
- b) *Estado límite de servicio.* Es una condición que al rebasarse se afecta el funcionamiento correcto de la estructura, comprende las deflexiones, agrietamientos, vibraciones, así como el daño de elementos no estructurales.

ACCIÓN O SOLICITACIÓN

Son todos los agentes externos que inducen en la estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones, las cuales pueden llevarla a un estado límite.

Desde el punto de vista de la seguridad estructural, se clasifican a las acciones de acuerdo con la duración con la que obran sobre la estructura. Las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCA) las definen como sigue:

- a) *Acciones permanentes.* Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la **carga muerta**; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.
- b) *Acciones variables.* Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la **carga viva**; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado.
- c) *Acciones accidentales.* Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles

d) constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

RESISTENCIA

Es el efecto ante una acción o combinación de acciones que ocasionaría la aparición de algún estado límite en la estructura. En el presente trabajo se considera la resistencia a compresión y flexión como variables que dependen de las propiedades geométricas y mecánicas de los materiales que componen a los elementos estructurales.

Para lograr que las estructuras tengan una confiabilidad adecuada es necesario diseñarlas para que su resistencia sea mayor al efecto esperado de las acciones que puedan provocar algún estado límite.

FACTORES DE SEGURIDAD

Se le llama factor de seguridad al cociente entre la resistencia esperada y la acción esperada. El factor de seguridad varía según el grado de incertidumbre que exista en las variables que intervienen en el diseño (Meli, 1976). El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) utiliza factores parciales de seguridad, los cuales son: los factores de carga (que incrementan las acciones), y los factores de resistencia (que reducen la resistencia calculada).

La revisión de la seguridad estructural se puede realizar mediante la siguiente expresión (Ellingwood, 1978):

Resistencia Factorizada \geq Solicitaciones Factorizadas

$$R_d = F_R R_n \geq F_C \sum S_n = S_d \quad (4.1)$$

El lado izquierdo de la fórmula refleja la capacidad del elemento estructural en consideración, y el lado derecho denota las fuerzas que intervienen en el elemento durante su vida útil. El término R_n es la resistencia nominal que corresponde a un estado límite (por ejemplo, resistencia a compresión, capacidad a cortante, flexión, etc.), y F_R es el factor de resistencia el cual tiene un valor menor a la unidad y refleja el grado de incertidumbre asociado a la resistencia determinada. La sumatoria $\sum S_n$ es la suma de las distintas solicitaciones nominales a las cuales estará sometida la estructura (por ejemplo, carga muerta, carga viva, sismo, etc.), y F_C es un factor de carga que es mayor a la unidad, el cual incrementa las cargas debido a las incertidumbres que intervienen en su determinación.

PROBABILIDAD DE FALLA

Debido a la naturaleza aleatoria de las acciones que afectan a una estructura y de las variables que definen su resistencia, siempre existirá una probabilidad finita de que la acción máxima exceda a la resistencia esperada. A la probabilidad de que una estructura no sobrepase un estado límite en cierto intervalo de tiempo se le conoce como confiabilidad estructural.

La condición de un elemento estructural sometido a un estado de acciones se representa por la pareja de valores (S, R) , sollicitación y resistencia, respectivamente. A la probabilidad de que la sollicitación exceda a la resistencia $(S > R)$ se le conoce como probabilidad de falla (P_F) . Dicha probabilidad depende de la forma de las respectivas distribuciones de probabilidad (f_S ó f_R) y de sus características estadísticas (media, desviación estándar, etc.). Un ejemplo de distribuciones de probabilidad de la sollicitación y de la resistencia se muestra en la Figura 3.

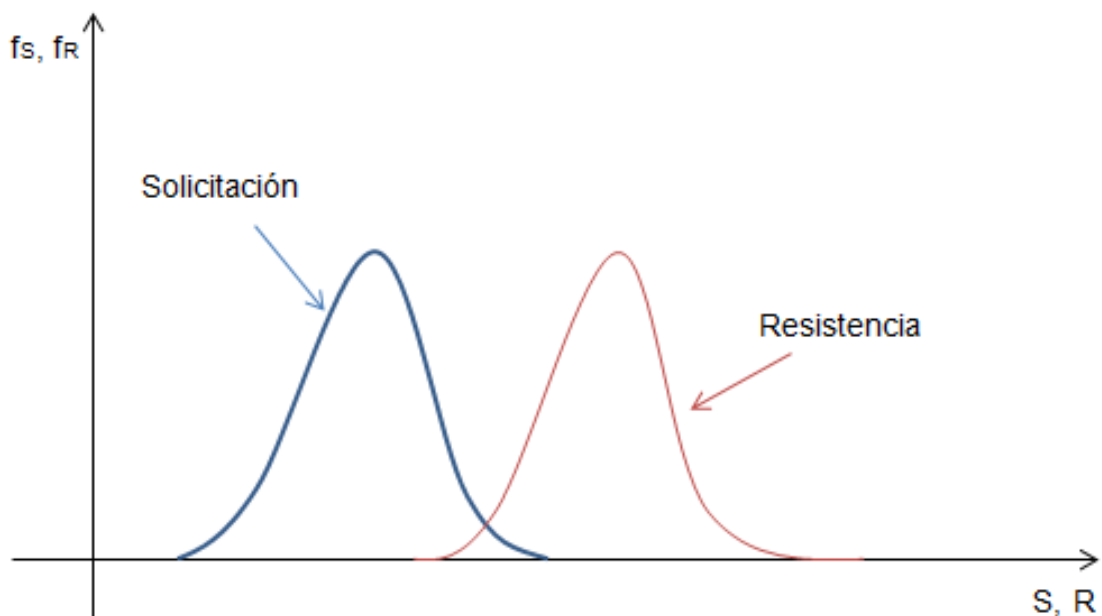


Figura 3. Distribución de probabilidades de la sollicitación y de la resistencia

Los códigos de diseño deben basarse en un criterio que determine que las construcciones presenten cierta seguridad y se aplique en condiciones generales en todo tipo de estructuras. Un análisis más completo sería calcular probabilidades explícitas de falla así como los costos de las consecuencias y diseñar para el menor costo esperado; sin embargo, dicho cálculo se sale de los límites de este trabajo.

4.3 ÍNDICE DE CONFIABILIDAD β

En este estudio se utiliza el índice de confiabilidad β para evaluar la confiabilidad de una estructura. De acuerdo con el criterio propuesto por Cornell (1969), β se define como:

$$\beta = \frac{\bar{Z}}{\sigma_z} \quad (4.2)$$

$$\bar{Z} = \bar{R} - \bar{S} \quad (4.3)$$

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (4.4)$$

donde:

β = índice de confiabilidad

\bar{Z} = valor medio del margen de seguridad Z

σ_z = desviación estándar del margen de seguridad Z

\bar{R} = media de la resistencia

\bar{S} = media de la sollicitación

σ_R = desviación estándar de la resistencia

σ_S = desviación estándar de la sollicitación

Sustituyendo la ec. (4.3) y (4.4) en (4.2), se tiene:

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (4.5)$$

En la Figura 4 se muestra que el valor $\beta\sigma_z$ es la distancia entre la región de falla (zona ashurada) y la media del margen de seguridad (\bar{Z}), dicho de otra manera, es el número de desviaciones estándar que el valor crítico de la variable ($Z=0$) dista de la media. También se deduce que mientras mayor sea el valor del índice β , menor será la probabilidad de falla de la estructura.

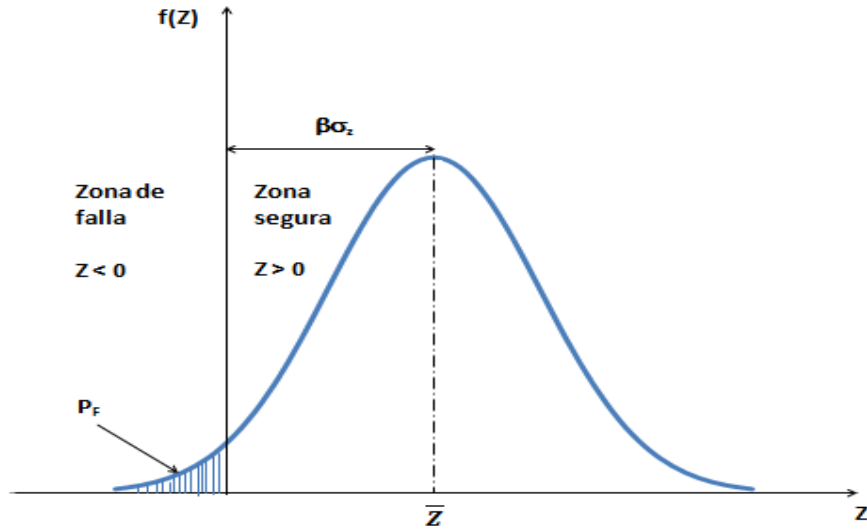


Figura 4. Función de distribución del margen de seguridad

Suponiendo que el margen de seguridad Z tiene una distribución de probabilidad normal, se puede estimar la probabilidad de falla (P_F) con el índice de confiabilidad β . En la Figura 4 la probabilidad de falla se muestra mediante el área ashurada que aparece a la izquierda del eje vertical. La ecuación (4.6) muestra lo anterior:

$$P_F = \Phi(-\beta) \tag{4.6}$$

Donde $\phi(\cdot)$ representa la función de distribución acumulada de probabilidades normal estándar.

El objetivo del análisis de confiabilidad estructural es determinar la probabilidad de falla de las estructuras considerando las incertidumbres asociadas con las resistencias y las solicitaciones. La teoría de confiabilidad estructural toma como base el modelo probabilístico de estas incertidumbres y provee los métodos para la cuantificación de la probabilidad de que las estructuras no cumplan con la función para la que fueron diseñadas. Un procedimiento para obtener la información necesaria es simular las variables que intervienen en el cálculo de la resistencia y la solicitación. En este estudio se utiliza la simulación Monte Carlo.

4.4 FACTORES DE RESISTENCIA

Los factores de resistencia (F_R) toman en cuenta lo siguiente:

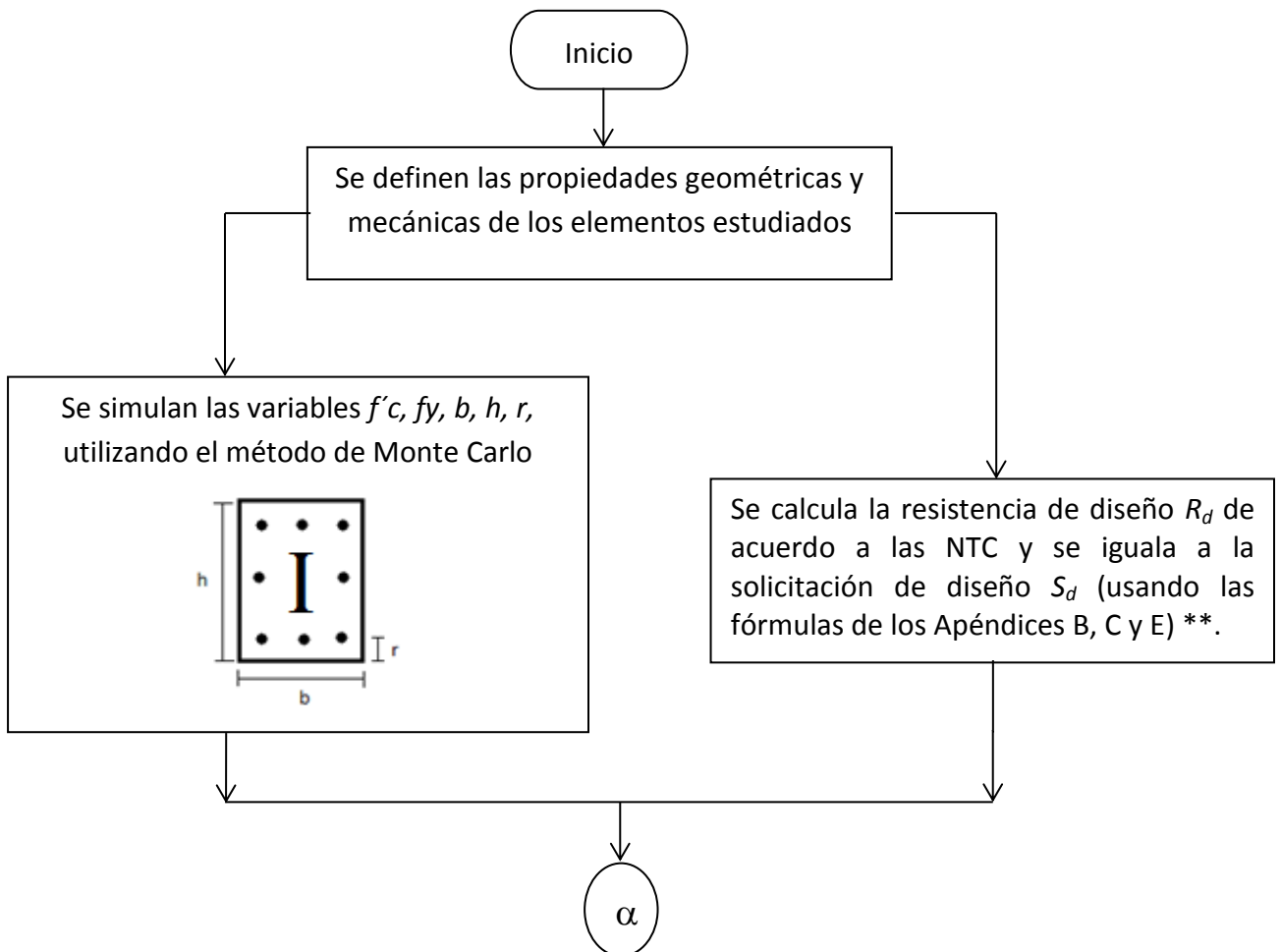
- Consideran cierta probabilidad de que la resistencia de las secciones sea menor a la resistencia nominal debido a variaciones en dimensiones y resistencia de los materiales.
- Consideran variaciones en las incertidumbres de las fórmulas para estimar la resistencia de los elementos.
- Reflejan la confiabilidad requerida por una sección sometida a diferentes solicitaciones dependiendo del tipo de falla (frágil o dúctil).
- Establecen el nivel de importancia del tipo de falla de los elementos estructurales.

4.5 METODOLOGÍA

La metodología que se sigue en este trabajo se hace de acuerdo con los pasos de los incisos A y B siguientes:

A) Cálculo del índice de confiabilidad β

El índice de confiabilidad β se determina de la siguiente manera:



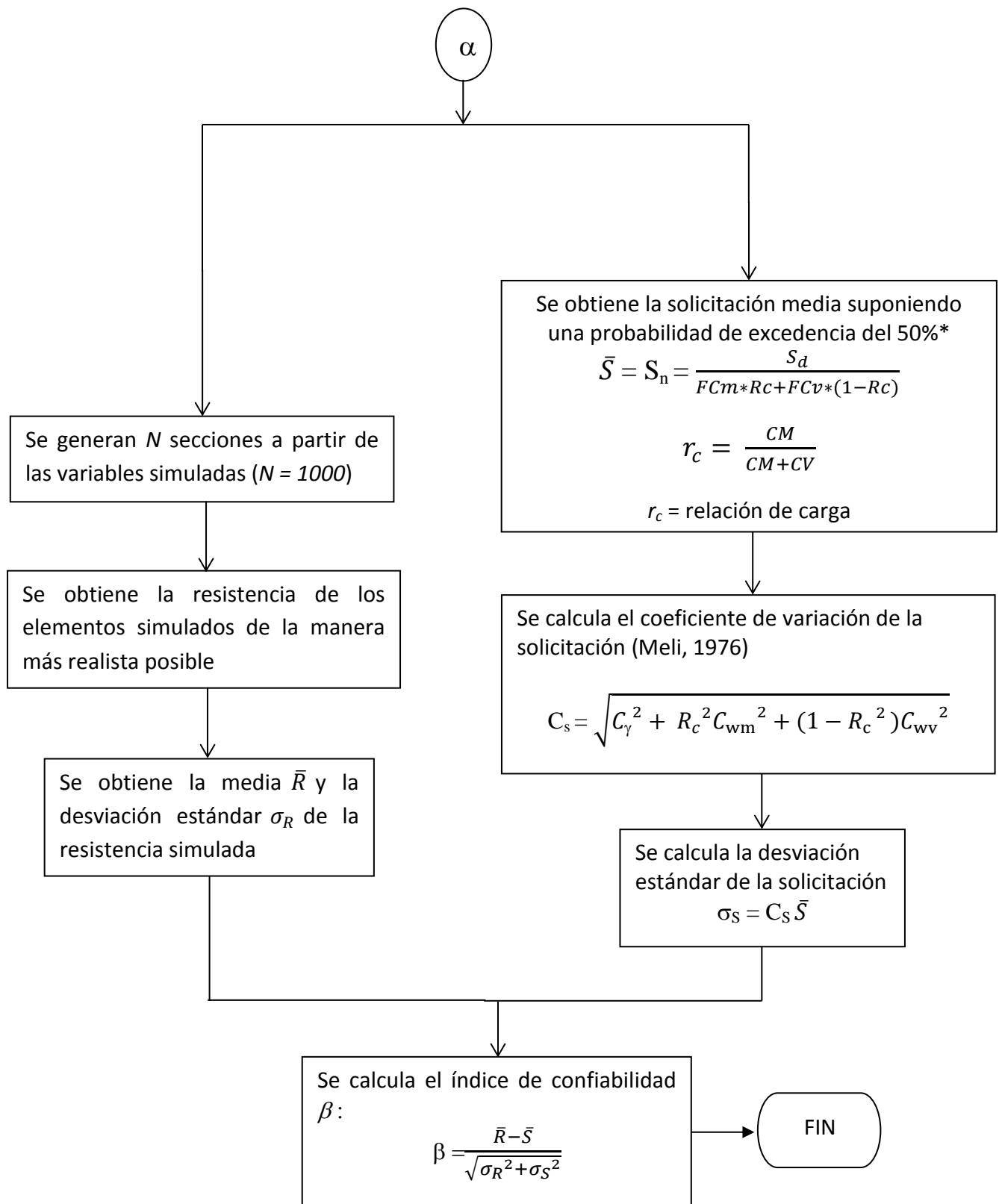


Figura 5. Diagrama de flujo para el cálculo del índice de confiabilidad β

* Estudios elaborados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Ruiz y Soriano, 1997; Ruiz y Castillo-Gutiérrez, 2014) indican que los valores de las cargas nominales en oficinas especificadas en las NTCCA corresponden al 50% de la probabilidad de excedencia de la carga, por lo que en el presente estudio se utiliza dicha probabilidad de excedencia.

** Para compresión se usará la fórmula: $P_R = F_R \chi_c P_o$ (ver Apéndice B)

Para flexión pura en columnas compuestas: $M_R = F_R M_P$ (ver Apéndice C)

Para flexión en vigas compuestas: $M_{RC} = FR M_n$ (ver Apéndice E)

Los términos de la ecuación del coeficiente de variación de la sollicitación representan lo siguiente (Meli, 1976):

C_γ = la falta de precisión en el análisis. En este estudio se utiliza $C_\gamma = 0.1$

C_{wm} = el coeficiente de variación de la carga muerta. En este estudio se utiliza $C_{wm} = 0.08$

C_{wv} = el coeficiente de variación de la carga viva. En este estudio se utiliza $C_{wv} = 0.18$

B) Cálculo del factor de resistencia (F_R)

Para encontrar los factores de resistencia adecuados que conducen a valores de confiabilidades prescritas para columnas compuestas sujetas a compresión y flexión pura, y vigas compuestas en flexión, diseñadas con las NTCEM en revisión, se siguen los siguientes pasos:

1. Se encuentran los índices de confiabilidad β correspondientes a elementos de sección compuesta diseñados de acuerdo con las NTCEM en revisión para diferentes relaciones de carga $r_c = C_m / (C_m + C_v)$. Para el diseño se utiliza la combinación de carga $1.3C_m + 1.5C_v$ y un valor de la resistencia nominal del concreto igual a $0.8f'_c$.
2. Se calculan los índices de confiabilidad β correspondientes a los elementos compuestos del inciso anterior diseñados para diferentes relaciones de carga $r_c = C_m / (C_m + C_v)$. Para el diseño se utiliza la combinación de carga $1.3C_m + 1.5C_v$ y un valor de la resistencia nominal del concreto igual a f'_c . Esto se hace con el fin de observar el efecto en la confiabilidad al sustituir el valor de $0.8f'_c$ por el valor f'_c .
3. Se varía el factor de resistencia (F_R) en aproximadamente $\pm 5\%$ y $\pm 10\%$ de su valor original con el fin de calcular la confiabilidad resultante con el nuevo factor, de acuerdo a las consideraciones hechas en el inciso 2.
4. Se selecciona el valor que se aproxime más a la confiabilidad calculada en el inciso 1.
5. Se recomienda el valor del factor de resistencia correspondiente al estado límite en estudio.

Para solucionar los pasos correspondientes a los incisos A y B se elaboraron varios programas de cómputo en Matlab (ver Apéndice H, I y J), cada uno de los programas se refiere a los estados límite de compresión (H) y flexión pura en columnas (I), y flexión en vigas (J).

4.6 SECCIONES COMPUESAS ANALIZADAS

En las tablas 1 a 4 se presentan las características de las columnas compuestas analizadas, y en las tablas 5 y 6 sus propiedades estadísticas.

Tabla 1. Perfiles de acero revestidos de concreto

Secciones revestidas de concreto	Base (cm)	Altura (cm)	Cantidad de varillas	Peralte del perfil (cm)	Ancho de Patín (cm)	Espesor del patín (cm)	Espesor del alma (cm)
1	75	75	12#8	25	25	0.95	0.79
2	75	75	16#8	25	25	1.27	0.95
3	75	75	14#10	30	30	1.27	1.27
4	75	75	18#10	30	30	1.9	1.27
5	75	75	16#12	40	40	1.6	1.27
6	75	75	18#12	40	40	1.9	1.27
7	75	75	20#12	40	40	2.22	1.27
8	75	75	20#12	25	25	0.95	0.79
9	75	75	20#12	25	25	1.27	0.95
10	75	75	20#12	30	30	1.27	1.27
11	75	75	20#12	30	30	1.9	1.27
12	75	75	20#12	40	40	1.6	1.27
13	75	75	20#12	40	40	1.9	1.27
14	75	75	12#8	40	40	2.22	1.27
15	90	130	22#8	45	25	1.27	1.27
16	90	130	22#10	60	25	1.6	1.6
17	90	130	22#12	60	35	1.9	1.9
18	90	130	26#12	65	40	2.22	1.9
19	90	130	30#12	75	35	2.54	2.54
20	90	130	36#12	85	45	2.54	2.22
21	90	130	40#12	80	60	2.54	2.22
22	90	130	40#12	45	25	1.27	1.27
23	90	130	40#12	60	25	1.6	1.6
24	90	130	40#12	60	35	1.9	1.9
25	90	130	40#12	65	40	2.22	1.9
26	90	130	40#12	75	35	2.54	2.54
27	90	130	40#12	85	45	2.54	2.22
28	90	130	22#8	80	60	2.54	2.22

Tabla 2. Secciones cajón rellenos de concreto

Sección cajón relleno	Perfil
29	400 x 9.5 mm x mm
30	600 x 16 mm x mm
31	750 x 19 mm x mm

Tabla 3. Secciones circulares rellenos de concreto

Sección circular relleno	Perfil
32	OC 457 x 7.92 mm x mm
33	OC 610 x 9.53 mm x mm
34	OC 762 x 19.05 mm x mm

Tabla 4. Porcentajes de acero de refuerzo y de acero estructural de las secciones revestidas de concreto

Secciones revestidas	Porcentaje de acero de refuerzo	Porcentaje de acero estructural
1	1.18%	1.17%
2	1.44%	1.51%
3	1.97%	1.97%
4	2.53%	2.62%
5	3.24%	3.11%
6	3.65%	3.52
7	4.05%	3.96%
8	4.05%	1.17%
9	4.05%	1.51%
10	4.05%	1.97%
11	4.05%	2.62%
12	4.05%	3.11%
13	4.05%	3.52
14	1.18%	3.96%
15	0.95%	1.00%
16	1.49%	1.46%
17	2.14%	2.05%
18	2.53%	2.50%
19	2.92%	3.04%
20	3.51%	3.47%
21	3.90%	4.03%
22	3.90%	1.00%
23	3.90%	1.46%
24	3.90%	2.05%
25	3.90%	2.50%
26	3.90%	3.04%
27	3.90%	3.47%
28	0.95%	4.03%

Tabla 5. Propiedades estadísticas de las dimensiones

Dimensiones (cm)		
Nominal	Media	Desv. est.
75	74.68	0.64
90	89.68	0.64
130	129.68	0.64

Tabla 6. Propiedades estadísticas de las resistencias de los materiales

Resistencia	Nominal (kg/cm ²)	Media (kg/cm ²)	Desv. est. (kg/cm ²)
$f'c$	416.5	428.5	17.78
fyr	4200	4680	449.29
fy	3500	---	---

$f'c$ = la resistencia a compresión del concreto.

fyr = el esfuerzo de fluencia de acero de refuerzo

fy = el esfuerzo de fluencia del perfil estructural.

Se supuso para el recubrimiento un valor nominal de 7cm, con media igual a 6.5cm y desviación estándar de 1.11cm.

En las tablas 7 a 9 se presentan las características de las vigas compuestas analizadas, y en las tablas 10 y 11 sus propiedades estadísticas.

Tabla 7. Vigas compuestas con losacero

SECCIÓN	Ancho efectivo (cm)	Perfil mm x kg/m	Losacero (cm)	Espesor (cm) losa concreto
1	60	IR 305 X 79	3.8	6
2	60	IR 356 X 134.2	3.8	6
3	60	IR 406 X 53.7	3.8	6
4	60	IR 610 X 125.1	3.8	6
5	60	IR 305 X 79	3.8	10
6	60	IR 356 X 134.2	3.8	10
7	60	IR 406 X 53.7	3.8	10
8	60	IR 610 X 125.1	3.8	10
9	200	IR 305 X 79	3.8	6
10	200	IR 356 X 134.2	3.8	6
11	200	IR 406 X 53.7	3.8	6
12	200	IR 610 X 125.1	3.8	6
13	200	IR 305 X 79	3.8	10
14	200	IR 356 X 134.2	3.8	10
15	200	IR 406 X 53.7	3.8	10
16	200	IR 610 X 125.1	3.8	10
17	60	IR 305 X 79	6.3	6
18	60	IR 356 X 134.2	6.3	6
19	60	IR 406 X 53.7	6.3	6
20	60	IR 610 X 125.1	6.3	6
21	60	IR 305 X 79	6.3	10
22	60	IR 356 X 134.2	6.3	10
23	60	IR 406 X 53.7	6.3	10
24	60	IR 610 X 125.1	6.3	10
25	200	IR 305 X 79	6.3	6
26	200	IR 356 X 134.2	6.3	6
27	200	IR 406 X 53.7	6.3	6
28	200	IR 610 X 125.1	6.3	6
29	200	IR 305 X 79	6.3	10
30	200	IR 356 X 134.2	6.3	10
31	200	IR 406 X 53.7	6.3	10
32	200	IR 610 X 125.1	6.3	10

Tabla 8. Vigas compuestas con losa maciza

SECCIÓN	Ancho efectivo (cm)	Perfil mm x kg/m	Losa maciza (cm)
33	60	IR 305 X 79	10
34	60	IR 356 X 134.2	10
35	60	IR 406 X 53.7	10
36	60	IR 610 X 125.1	10
37	60	IR 305 X 79	12
38	60	IR 356 X 134.2	12
39	60	IR 406 X 53.7	12
40	60	IR 610 X 125.1	12
41	60	IR 305 X 79	15
42	60	IR 356 X 134.2	15
43	60	IR 406 X 53.7	15
44	60	IR 610 X 125.1	15
45	200	IR 305 X 79	10
46	200	IR 356 X 134.2	10
47	200	IR 406 X 53.7	10
48	200	IR 610 X 125.1	10
49	200	IR 305 X 79	12
50	200	IR 356 X 134.2	12
51	200	IR 406 X 53.7	12
52	200	IR 610 X 125.1	12
53	200	IR 305 X 79	15
54	200	IR 356 X 134.2	15
55	200	IR 406 X 53.7	15
56	200	IR 610 X 125.1	15

Tabla 9. Armadura en sección compuesta

SECCIÓN	Ancho efectivo (cm)	Perfil mm x mm	Losacero (cm)	Espesor (cm) losa concreto
57	180	2 LI 102 x 6	6.3	6
58	180	2 LI 102 x 6	6.3	10

Tabla 10. Propiedades estadísticas de las dimensiones

Dimensiones (cm)		
Nominal	Media	Desv. est.
6	5.75	0.3
10	9.75	0.3
12	11.75	0.3
15	14.75	0.3

Tabla 11. Propiedades estadísticas de las resistencias de los materiales

Resistencia	Nominal (kg/cm ²)	Media (kg/cm ²)	Desv. est. (kg/cm ²)
f'c	250	292.24	34.4
fy	3500	---	---

Todos los perfiles de acero utilizados son tipo 1 y además se buscó que las secciones propuestas fueran lo más parecidas a las que se utilizan en la práctica profesional, para ello se contó con la asesoría de los ingenieros Raúl Jean Perrilliat y René Hernández Vicente.

4.7 RESULTADOS

Después de realizar el análisis probabilístico para cada una de las secciones propuestas (utilizando los programas de cómputo elaborados dentro de esta investigación), se obtuvieron los resultados que se muestran en las figuras 6 a 9 para columnas que fallan por compresión, 11 a 14 para falla en flexión pura en columnas, y 15 a 21 para flexión en vigas. En cada una de las figuras se muestra una gráfica en donde el eje horizontal representa la relación de carga (rc) y el eje vertical es el índice de confiabilidad (β).

Las curvas que se muestran en las figuras 6 a 8 y 11 a 13 corresponden a las 34 columnas compuestas analizadas para el caso de compresión y flexión pura respectivamente. Las curvas que se muestran en las figuras 9 y 14 representan los resultados promedio.

Las curvas que se muestran en las figuras 15 a 20 corresponden a las 58 vigas compuestas analizadas que fallan por flexión. Las curvas que se muestran en la figura 21 representan los resultados promedio.

4.7.1 COLUMNAS COMPUESTAS DISEÑADAS POR COMPRESIÓN

Para las columnas compuestas diseñadas por compresión, el primer valor propuesto para el factor de reducción fue igual al que establecen las NTCEM en revisión, $F_R = 0.75$, utilizando el valor de $f^*c = 0.8f'c$ (ver Figura 6). Posteriormente se realizó el análisis

considerando el valor de la resistencia nominal a compresión del concreto $f'c$ (Figura 7). Luego, se modificó el F_R a 0.74 (Figura 8) para obtener la misma confiabilidad que en el primer caso.

Se observa que la curva de color azul con rombos de las figuras 6 a 8 es la que tiene los índices de confiabilidad más bajos debido a que corresponde a la sección con menos acero de refuerzo de refuerzo y estructural (sección 15). A medida que aumenta el porcentaje de acero de refuerzo y estructural, el índice de confiabilidad también aumenta porque la resistencia de la sección se incrementa y por lo tanto se tiene una mayor seguridad.

En la Figura 9 se muestran los resultados promedio de las figuras 6 a 8. Además, con el fin de comparar la confiabilidad obtenida en columnas de concreto reforzado y columnas compuestas sujetas a compresión, se graficó la curva de confiabilidad para columnas de concreto reforzado obtenida por Bojórquez y Ruiz (2014). Como se puede ver en la Figura 9 el F_R necesario para obtener una confiabilidad equivalente en columnas compuestas es de 0.79.

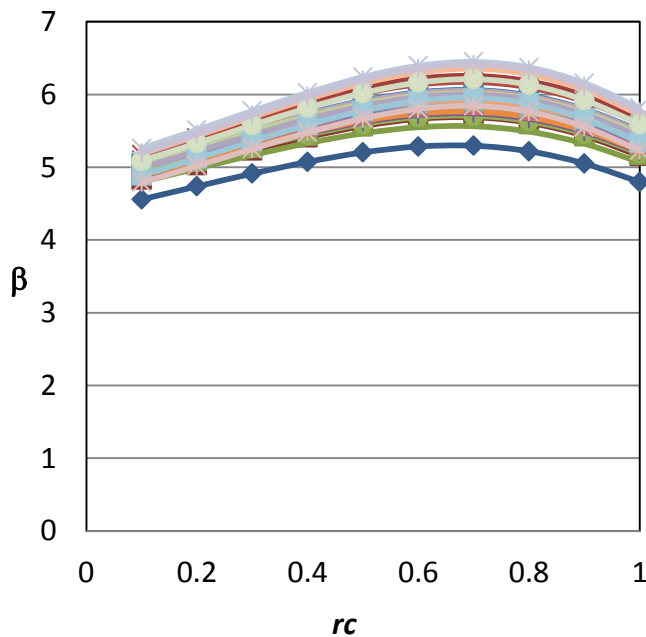


Figura 6. Compresión, NTCEM en revisión
($F_R = 0.75, f^*c = 0.8f'c$)

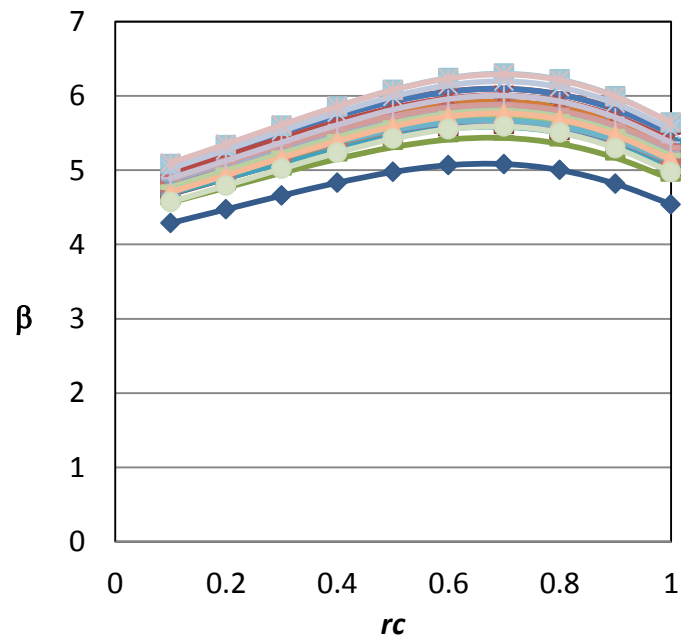


Figura 7. Compresión, NTCEM en revisión
($F_R = 0.75, f'c$)

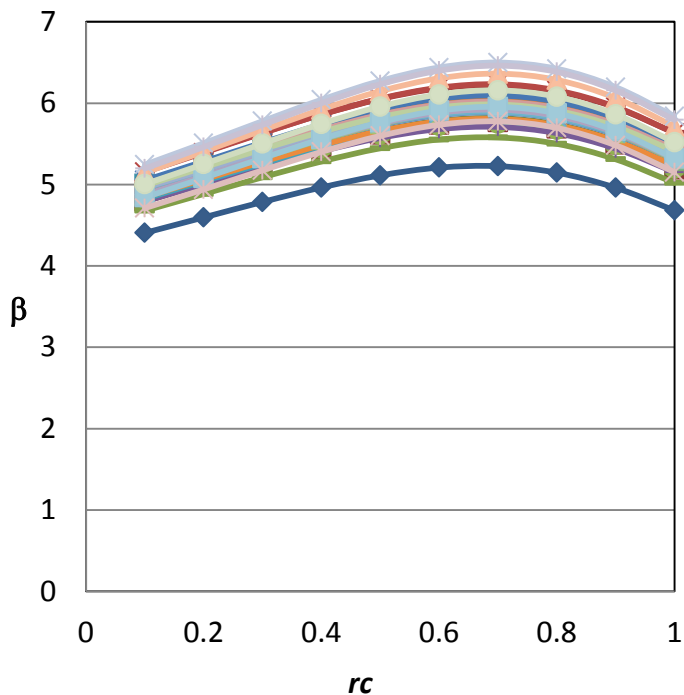


Figura 8. Compresión, NTCEM en revisión ($F_R = 0.74, f'_c$)

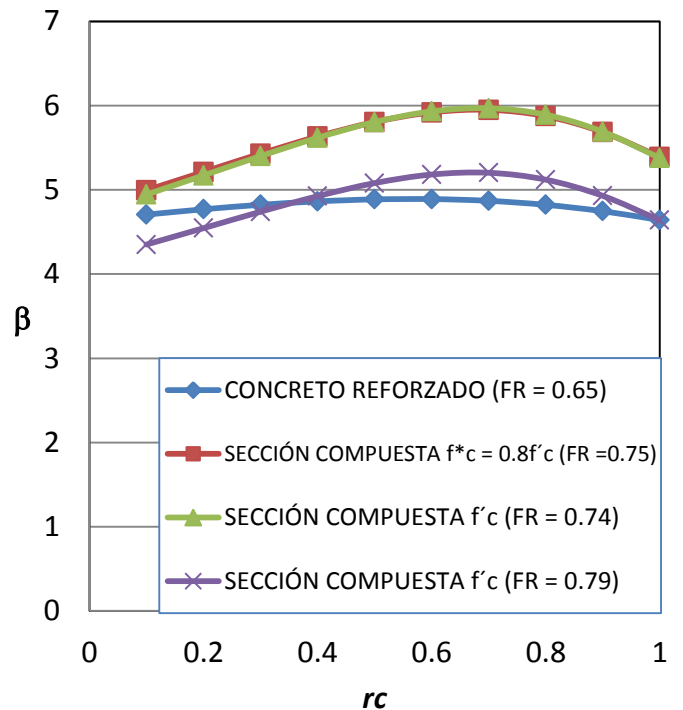


Figura 9. Compresión. Resultados Promedio

La Figura 10 muestra la influencia que tiene el porcentaje de acero de la sección compuesta en el factor F_R . En el eje horizontal de la gráfica se muestran los porcentajes de acero estructural y en el eje vertical el factor de reducción. Se analizaron las secciones 1 a 7, que corresponden a secciones cuadradas, y 15 a 21, que corresponden a secciones rectangulares (ver tabla 4).

En la Figura 10 puede apreciarse que a medida que el porcentaje de acero es menor el factor de reducción también disminuye, con una variación entre 0.70 y 0.76, de acuerdo a los porcentajes de acero que se muestran en el eje horizontal, que van de 1% a 4%.

Considerando que el porcentaje de acero estructural utilizado comúnmente en la práctica profesional para el diseño de columnas compuestas revestidas de concreto es del orden del 1% (R. Jean, comunicación personal, 2014) el F_R que se recomienda, a partir de la figura 10, es igual a 0.70.

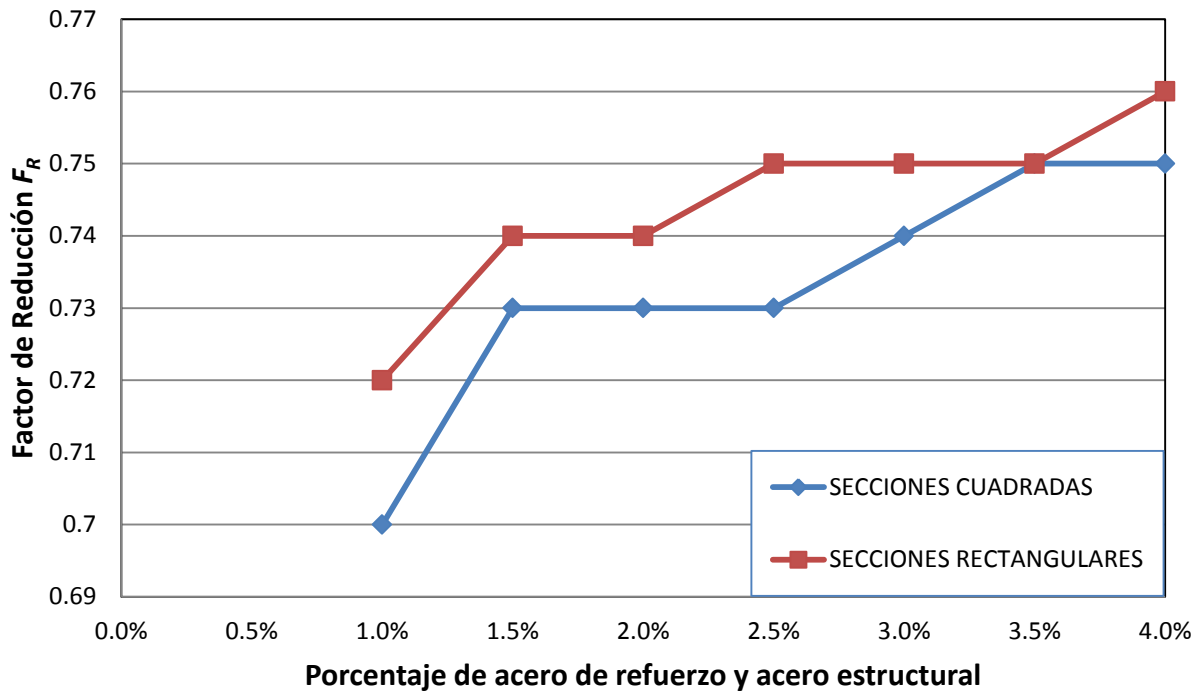


Figura 10. Influencia del porcentaje de acero en secciones revestidas de concreto

4.7.2 COLUMNAS COMPUESTAS DISEÑADAS EN FLEXIÓN PURA

Para columnas compuestas sujetas a flexión pura se procedió de manera similar al modo de falla anterior. El primer valor propuesto para el factor de reducción fue igual al que establecen las NTCEM en revisión, $F_R = 0.90$, utilizando el valor de $f^*c = 0.8f'c$ (ver Figura 11).

Posteriormente se realizó el análisis considerando el valor de la resistencia nominal a compresión del concreto $f'c$ (Figura 12), para observar la variación del índice de confiabilidad con respecto a la figura anterior. Después, el F_R se modificó a 0.89 (Figura 13) para obtener la misma confiabilidad que en el primer caso.

En la Figura 14 se muestran los resultados promedio de las figuras 11 a 13. El índice de confiabilidad β varía entre 3.1 y 3.5 dependiendo de la relación de carga r_c que se muestra en el eje horizontal de la gráfica.

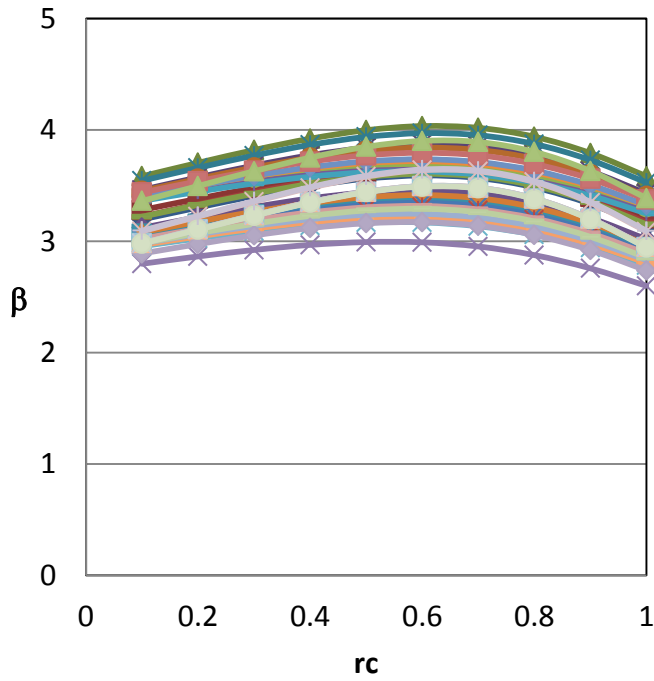


Figura 11. Columnas en flexión pura NTCEM en revisión ($F_R = 0.90, f^*_c = 0.8f'_c$)

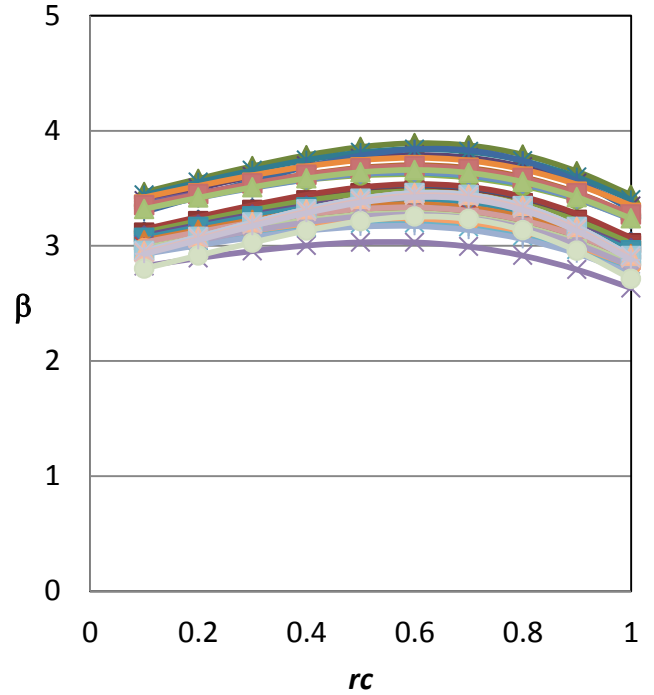


Figura 12. Columnas en flexión pura NTCEM en revisión ($F_R = 0.90, f'_c$)

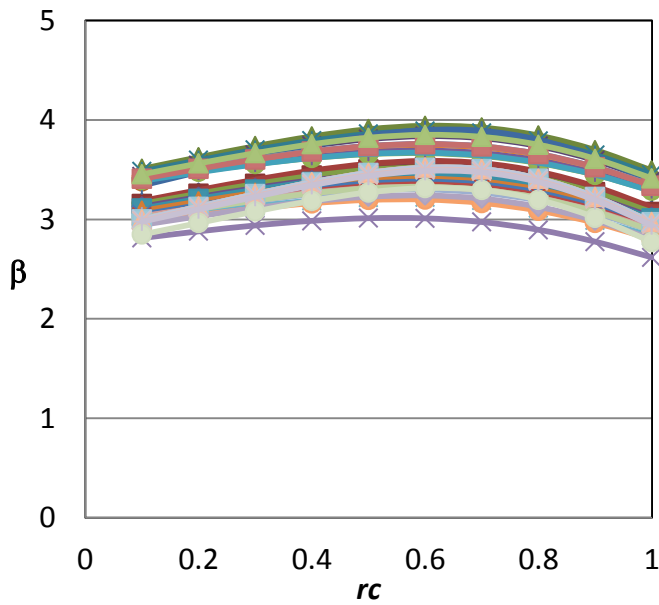


Figura 13. Columnas en flexión pura NTCEM en revisión ($F_R = 0.89, f'_c$)

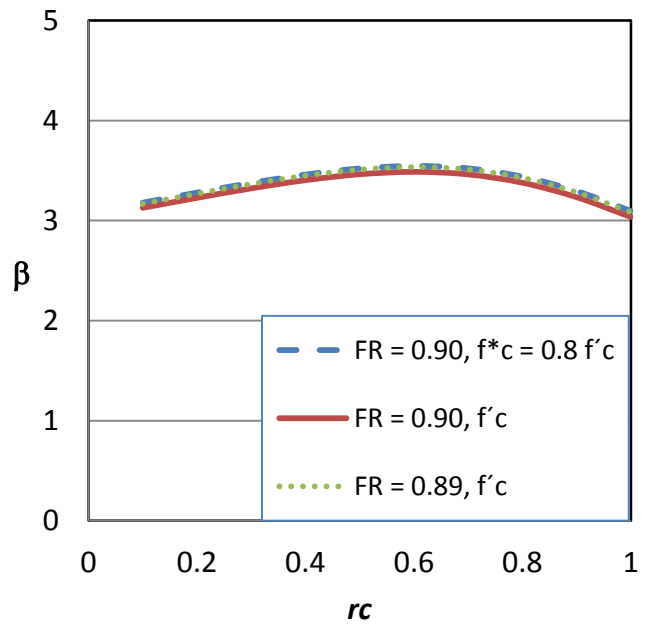


Figura 14. Columnas en flexión pura NTCEM en revisión. Resultados promedio

Por otro lado, para calcular el diagrama de interacción de una columna compuesta, en donde se representa la resistencia a carga axial y flexión de la columna, las NTCEM en revisión proponen un método simplificado (ver Apéndice D). Este método consiste en la localización de 3 puntos: la resistencia a flexión pura, la resistencia a compresión pura y un tercer punto dado por la resistencia a flexión pura más la resistencia a compresión del concreto.

Por medio de este método simplificado se obtienen las ecuaciones para determinar la resistencia de un elemento compuesto sujeto a flexocompresión. Dichas ecuaciones únicamente involucran a la resistencia a flexión del elemento compuesto (ver Apéndice D, ec. D.1), o la resistencia a flexión más la resistencia a compresión del acero (ver Apéndice D, ec. D.2). Por tal motivo, solamente fue necesario realizar un análisis de confiabilidad para los modos de falla de flexión pura y compresión en columnas compuestas.

4.7.3 VIGAS COMPUESTAS DISEÑADAS POR FLEXIÓN

Para las vigas compuestas diseñadas por flexión se propuso primeramente un factor de reducción igual al que establecen las NTCEM en revisión ($F_R = 0.75$) y se utilizó el valor de $f^*c = 0.8f'c$ (Figura 15). Posteriormente se realizó el análisis considerando el valor de $f'c$ (Figura 16) para observar la variación del índice de confiabilidad con respecto al caso anterior. Finalmente, se modificó el F_R a 0.74 (Figura 17) para obtener la misma confiabilidad que en el primer caso.

Se realizaron tres análisis más en donde se utilizan los factores 0.85 , 0.90 y 0.95 y la resistencia nominal del concreto $f'c$. El primero corresponde al valor que se propone en las NTCEM-2004 (Figura 18), el segundo factor (que corresponde a la Figura 19) es el que se utiliza en las especificaciones del AISC (American Institute of Steel Construction, Specification for Structural Steel Buildings, 2010) y el tercer F_R es el factor necesario para tener una confiabilidad equivalente a la que se obtiene en columnas compuestas en flexión pura (Figura 20).

En la Figura 21 se muestran los resultados promedio de las figuras 15 a 20. Cuando se utiliza un $F_R = 0.75$ y $f^*c = 0.8f'c$ el índice de confiabilidad varía entre 5.2 y 6.4 dependiendo de la relación de carga que se muestra en el eje horizontal de la gráfica. Si se utiliza un $F_R = 0.75$ y $f'c$ el índice de confiabilidad varía entre 5.1 y 6.3. Al utilizar un $F_R = 0.85$ y $f'c$ el índice de confiabilidad varía entre 4 y 4.8. Cuando se utiliza un $F_R = 0.90$ y $f'c$ el índice de confiabilidad varía entre 3.5 y 4. Finalmente, si se utiliza un $F_R = 0.95$ y $f'c$ el índice de confiabilidad varía entre 3 y 3.5. Por lo tanto, se deduce que a medida de que el factor de reducción aumenta la confiabilidad disminuye.

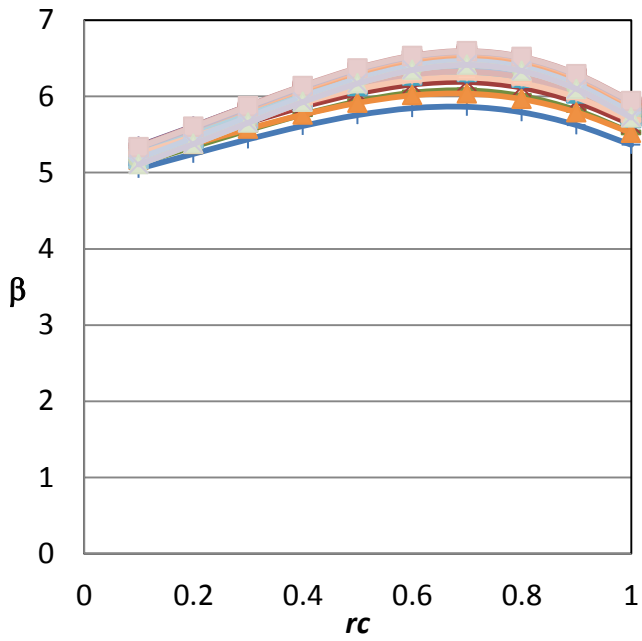


Figura 15. Vigas en flexión NTCEM en revisión ($F_R = 0.75$, $f^*c = 0.8f'c$)

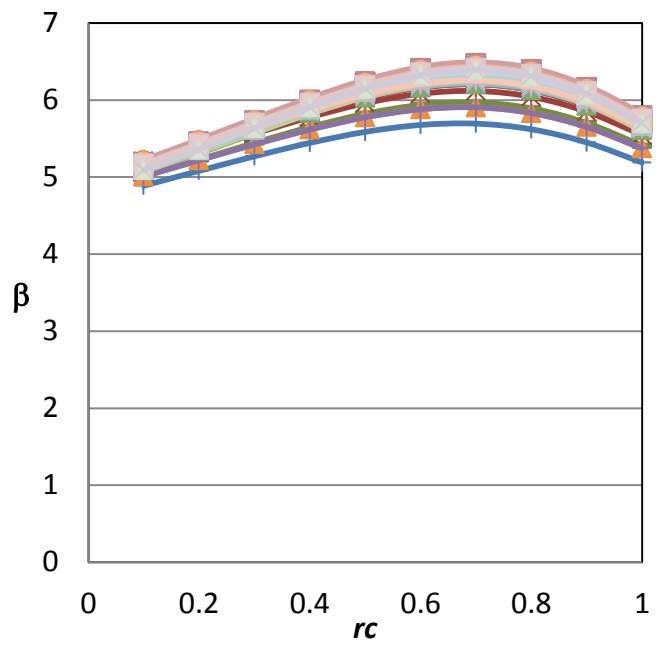


Figura 16. Vigas en flexión NTCEM en revisión ($F_R = 0.75$, $f'c$)

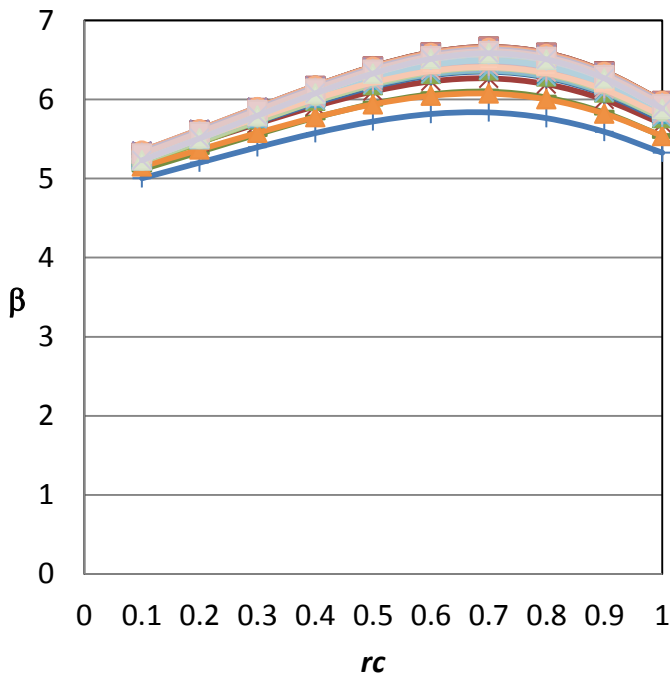


Figura 17. Vigas en flexión NTCEM en revisión ($F_R = 0.74$, $f'c$)

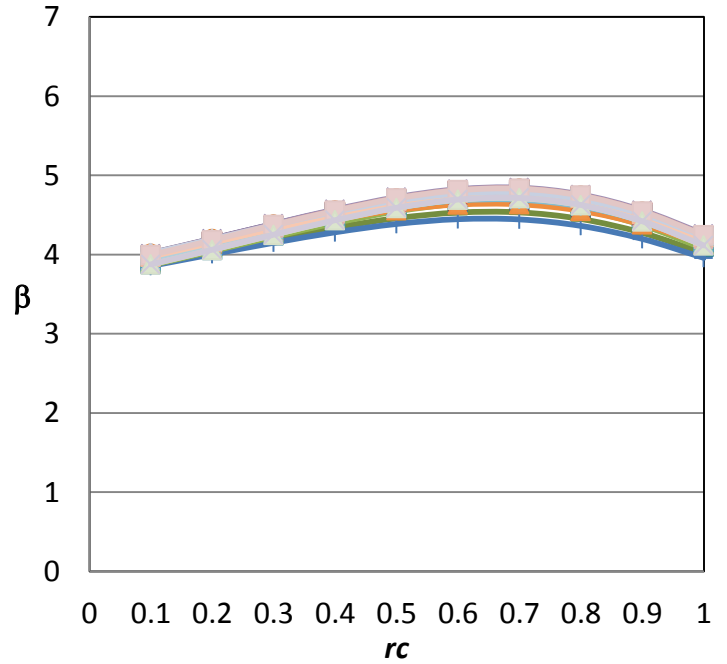


Figura 18. Vigas en flexión NTCEM en revisión ($F_R = 0.85$, $f'c$)

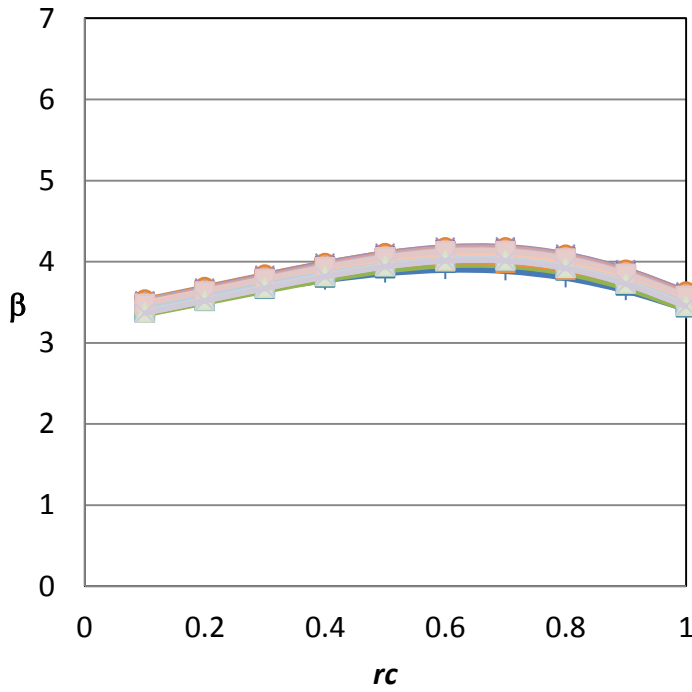


Figura 19. Vigas en flexión NTCEM en revisión ($F_R = 0.90, f'c$)

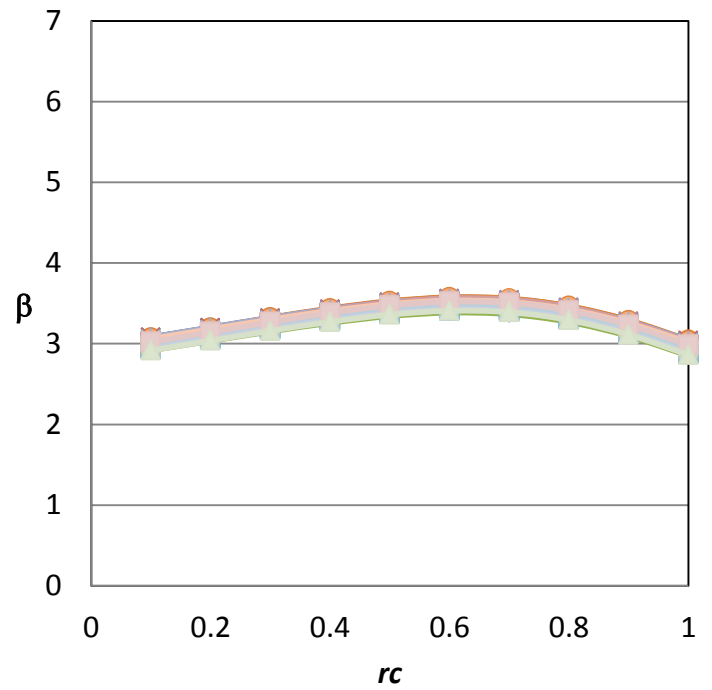


Figura 20. Vigas en flexión NTCEM en revisión ($F_R = 0.95, f'c$)

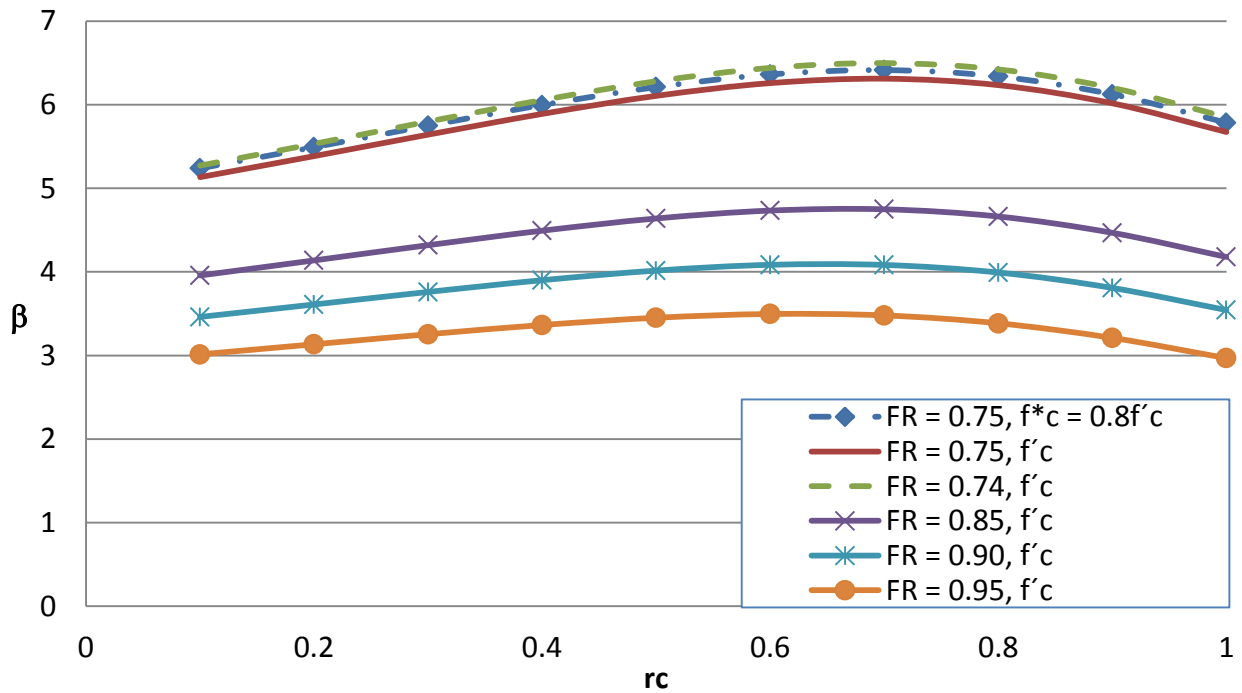


Figura 21. Vigas en flexión NTCEM en revisión. Resultados Promedio

Cabe destacar que los análisis hechos para las columnas compuestas en flexión pura tienen una mayor dispersión en los resultados que los análisis de vigas compuestas en flexión debido a la presencia de las barras de refuerzo de las columnas (en el Apéndice G se presenta una explicación al respecto).

Por otro lado, para calcular la resistencia de elementos compuestos sujetos a cortante, las NTCEM en revisión proponen hacerlo con alguna de las siguientes condiciones (ver Apéndice F): a) la resistencia a corte considerando exclusivamente el perfil de acero estructural, b) la resistencia a corte de la sección de concreto más la resistencia a corte del refuerzo transversal, o c) la resistencia a corte del perfil de acero estructural más la resistencia a corte del acero de refuerzo transversal. En este estudio sólo interesa determinar la influencia que tiene en la confiabilidad estructural el utilizar la resistencia nominal del concreto $f'c$ en lugar de $f^*c = 0.8f'c$, usando la nueva combinación de carga $1.3C_m + 1.5C_v$.

Como la única condición que involucra a la resistencia del concreto es la del inciso b, no fue necesario realizar un análisis de confiabilidad debido a que recientemente se realizó un estudio (Bojórquez y Ruiz, 2014) donde se tomaba en cuenta esta condición.

Luego, las NTCEM en revisión proponen utilizar un $F_R = 0.80$ para la resistencia a corte del concreto más la resistencia del refuerzo transversal (ver Apéndice F, inciso b). Sin embargo, en este estudio se sugiere utilizar el F_R propuesto por Bojórquez y Ruiz (2014), que es igual a 0.75, porque el criterio de diseño es el mismo que se utiliza en elementos compuestos.

5. CONCLUSIONES

A partir de este estudio se proponen algunos factores de reducción de resistencia para el diseño de elementos de sección compuesta diseñados con las NTCEM en revisión, de manera que éstos tengan un índice de confiabilidad prescrito. Los diseños se hicieron con la combinación de carga $1.3C_m + 1.5C_v$ y se utilizó en los cálculos el valor de la resistencia nominal del concreto ($f'c$) en lugar del 80% de esta resistencia ($f^*c = 0.8f'c$).

Columnas compuestas. Diseño por compresión

De acuerdo con los resultados promedio obtenidos, se concluye que el F_R propuesto por las NTCEM en revisión igual a 0.75 para el diseño de columnas compuestas en compresión es adecuado. Aunque, si se desea que los elementos compuestos tengan una confiabilidad equivalente a la que se tiene para elementos de concreto reforzado, el factor se puede incrementar a 0.80. Por otra parte, si se considera que el porcentaje de acero estructural utilizado comúnmente en la práctica en columnas compuestas es del orden del 1%, se recomienda utilizar un $F_R = 0.70$.

Columnas compuestas. Diseño por flexión

Se encontró que el $F_R = 0.90$ para el diseño en flexión pura de columnas compuestas propuesto por las NTCEM en revisión es adecuado.

Vigas compuestas. Diseño por flexión

La confiabilidad obtenida para vigas compuestas diseñadas en flexión con losa de concreto en compresión (zonas de momento positivo), utilizando en los cálculos el valor de $F_R = 0.75$ propuesto por las NTCEM en revisión, es mucho mayor que la confiabilidad obtenida en columnas compuestas en flexión pura. Esto no representa un problema del tipo “viga fuerte – columna débil” porque en la práctica profesional las vigas del sistema principal no se diseñan en sección compuesta. Pese a que los valores de 0.85 y 0.90 pudieran ser adecuados ya que las vigas compuestas no tienen problemas por resistencia, se recomienda utilizar el $F_R = 0.75$ debido a que en este tipo de estructuras es muy común encontrar problemas de vibración.

Resumen de conclusiones

En la tabla 12 se muestran los F_R especificados en las NTCEM-2004 para distintos modos de falla de secciones compuestas, los F_R especificados en las NTCEM en revisión y los resultados propuestos en este estudio.

Tabla 12. Factores de Reducción (F_R)

Modo de falla	NTCEM-2004	NTCEM en revisión	Este estudio
Compresión	0.85	0.75	0.70
Flexión pura columnas	0.90	0.90	0.90
Flexión en vigas	0.85	0.75	0.75
Cortante	0.90	a) Resistencia a corte del perfil, $F_R = 0.90$ b) Resistencia a corte del concreto más la del acero transversal, $F_R = 0.80$ c) Resistencia a corte del perfil más la resistencia del acero transversal, $F_R = 0.90$ y $F_R = 0.80$, respectivamente	a) Resistencia a corte del perfil, $F_R = 0.90$ b) Resistencia a corte del concreto más la del acero transversal, $F_R = 0.75$ c) Resistencia a corte del perfil más la resistencia del acero transversal, $F_R = 0.90$ y $F_R = 0.75$, respectivamente

6. BIBLIOGRAFÍA

Bojórquez, J. y Ruiz, S. E., “Factores de carga, y factores de resistencia para el diseño de estructuras de C/R ante cargas viva y muerta”, Instituto de Ingeniería, UNAM, 2014.

Cornell, A. C. “A probability based structural code”, ACI Journal, No. 66-85, EUA, 1969.

De Buen, O., “Diseño de estructuras de acero. Miembros en compresión (la columna aislada)”, Fundación ICA, México, DF, 1999.

De Buen, O., “Diseño de estructuras de construcción compuesta”, Fundación ICA, México, DF, 2004.

Ellingwood, B. “Reliability basis of load and resistance factors for reinforced concrete design”, National Bureau of Standards, 1978.

Furlong, R. W., “AISC column design logic makes sense for composite columns, too”, AISC Engineering J., Vol.13, No 1, AISC, Chicago, IL, 1976.

Furlong, R. W., “A recommendation: composite column design rules consistent with specifications of the American Institute of Steel Construction”, Boston, mayo, 1978.

Galambos, T. V., “Guide to stability design criteria for metal structures”, 4a. Ed., John Wiley & Sons, Nueva York, 1988.

Griffis, L. G. y Moore, “Load and resistance factor design of W-Shapes encased in concrete”, Steel Design Guide Series No. 6, AISC, Chicago, IL, 1992.

Johnston, B.G., “Guide to stability design criteria for metal structures”, 3a. Ed., John Wiley & Sons, Nueva York, 1976.

Joint committee report on standard specifications for concrete and reinforced concrete, American Concrete Institute, Detroit, August, 1924.

Leon, R. y Aho, M., “Toward new design provisions for composite columns,” Hajjar, J., Hosain, M., Easterling, W., y Shahrooz, B.M. (eds.), ASCE, Reston, VA, pp. 518–527, 2002.

Leon, R., Kim, D. y Hajjar, J.; “Limit state response of composite columns and beam-columns part 1: formulation of design provisions for the 2005 AISC specification,” AISC, Vol. 44, pp. 341–358, 2007.

Lundberg, J. y Galambos, T. V., "Load and resistance factor design of composite columns," *Structural Safety*, Vol. 18, No. 2–3, pp. 169–177, 1996.

Meli, R. "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto del reglamento de construcciones para el Distrito Federal", Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 375, México, 1976.

"Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, México, D. F., 2004.

Ruiz, S. E., y Castillo-Gutiérrez, E., "Cargas máximas de diseño en función del área que se recomiendan en las NTC del RCDF", sometido a posible publicación en la Serie I&D del Instituto de Ingeniería, UNAM, 2014

Ruiz, S. E., y Soriano, A., "Design live loads for office buildings in Mexico and the United States", *Journal of Structural Engineering*, No 916, 816-822, 1997.

Talbot, A. y Lord, A., "Tests of columns: an investigation of the value of concrete as reinforcement for structural steel columns", University of Illinois, Urbana Ill, 1912.

Task Group 20, "A specification for the design of steel-concrete composite columns", Structural Stability Research Council, AISC, Chicago, IL, 1979.

APÉNDICE A. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS SUJETAS A COMPRESIÓN DE ACUERDO A LAS NTCEM-2004

De acuerdo con las NTCEM-2004, el diseño de columnas compuestas de acero y concreto, cargadas axialmente, se basa en la misma ecuación que se usa para las columnas de acero (ec. A.1 que corresponde a la ec. 3.3 de las NTCEM-2004) la cual proporciona la resistencia de columnas cortas, y se reduce por efectos de esbeltez. El procedimiento que se sigue para el cálculo es el mismo pero el esfuerzo de fluencia, el módulo de elasticidad del acero estructural y el radio de giro de la sección compuesta se modifican para incluir el efecto del trabajo de conjunto (del concreto y de las barras longitudinales de refuerzo) (De Buen, 2004).

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{\frac{1}{n}}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R \quad (\text{A.1})$$

donde:

R_c es la resistencia a compresión de la columna;

A_t es el área del elemento de acero estructural;

F_R es un factor de resistencia que para sección compuesta es igual a 0.85;

n es igual a 1.4 para estructuras de sección compuesta;

λ es un parámetro de esbeltez, que vale:

$$\lambda = \frac{K L}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \quad (\text{A.2})$$

F_y es el esfuerzo de fluencia del perfil de acero pero para el diseño de columnas compuestas se sustituye por F_{ym} el cual es un esfuerzo equivalente que toma en cuenta la contribución de cada material de la sección transversal (acero estructural, concreto y barras de refuerzo transversal);

E es el módulo de elasticidad del acero estructural que es sustituido por E_m cuando se diseñan columnas compuestas. Es un módulo de elasticidad efectivo que toma en cuenta la aportación del acero y del concreto;

K es el factor de longitud efectiva;

L es la longitud de la columna;

r es el radio de giro del acero estructural. Si la sección está revestida de concreto no se tomará menor que 0.3 veces la dimensión total de la sección compuesta en el plano de estudio.

Las NTCEM-2004 consideran que la resistencia a compresión de una columna compuesta puede estimarse de una manera precisa sumando las resistencias a compresión de cada uno de sus componentes (concreto, acero estructural y acero de refuerzo longitudinal). La superposición de las resistencias últimas es un procedimiento adecuado si cada uno de los componentes mantiene su rigidez para resistir incrementos en las deformaciones hasta que se obtenga la resistencia nominal de todos los componentes; es decir, si ninguna de las partes pierde resistencia antes de que las demás desarrollen su capacidad (Task Group 20, 1979).

Una vez que se conoce la resistencia de cada material, se puede calcular la resistencia máxima nominal de una sección transversal compuesta (sin tomar en cuenta su inestabilidad) con la siguiente ecuación:

$$P_n = A_t F_y + A_r F_{yr} + 0.85 f'_c A_c \quad (\text{A.3})$$

donde:

A_t , A_r y A_c son, respectivamente, las áreas de las secciones transversales del elemento de acero estructural, de las barras longitudinales de refuerzo, y del concreto.

F_y y F_{yr} son los esfuerzos de fluencia del acero estructural y del refuerzo.

f'_c es la resistencia nominal del concreto en compresión. Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto (NTCDEC-2004) utilizan $f^*c = 0.8f'_c$, en lugar del f'_c .

P_n es igual a la fuerza $P_y = A_t F_y$ cuando se trata de una sección de acero comprimida axialmente que se plastifica completamente (Task Group 20, 1979).

Si dividimos ambos miembros de la ecuación (A.3) referente a la resistencia a compresión P_n entre el área del acero estructural A_t , podemos transformarla en un esfuerzo equivalente llamado " F_{my} " (ec. 3.64 de las NTCEM-2004), como sigue:

$$\frac{P_n}{A_t} = F_{my} = F_y + F_{yr} \frac{A_r}{A_t} + 0.85 f'_c \frac{A_c}{A_t} \quad (\text{A.4})$$

La ecuación A.4 se recomienda para el diseño de estructuras compuestas formadas por secciones de acero rellenas de concreto (Task Group 20, 1979). Ya que el concreto se encuentra confinado lateralmente por el acero, se puede saber con certeza que el concreto alcanzará, antes de agrietarse, la resistencia de los cilindros no confinados con los cuales se determina la resistencia $f'c$. En cambio, hay menos certeza de que el esfuerzo $0.85f'c$ se alcance para concreto no confinado, y si éste falla, el refuerzo longitudinal puede no alcanzar su resistencia especificada F_{yr} (Task Group 20, 1979). Por tal razón, para diseños que se basan en concreto no confinado, es decir, con perfiles de acero estructural revestidos de concreto se recomienda aplicar un factor de reducción de 0.70 el cual se aplica para columnas de concreto que no tienen refuerzo transversal en espiral.

De acuerdo con lo comentado anteriormente, la ec. 3.64 de las NTCEM-2004 especifica lo que sigue:

$$F_{my} = F_y + C_1 F_{yr} \frac{A_r}{A_t} + C_2 f'c \frac{A_c}{A_t} \quad (\text{A.5})$$

Para secciones rellenas de concreto:

Para perfiles revestidos de concreto:

$$C_1 = 1.0, C_2 = 0.85$$

$$C_1 = 0.70, C_2 = 0.60$$

Por otro lado, la esbeltez de una columna puede expresarse analíticamente en función de la rigidez a flexión EI/L del elemento. A diferencia de una columna de acero, calcular el módulo de elasticidad del material (E), el momento de inercia de la sección transversal (I) y la longitud efectiva (L), no es una tarea sencilla para columnas de concreto reforzado. Esto se debe a la dificultad que se presenta al calcular la contribución de cada componente; el agrietamiento puede variar a lo largo del eje de la columna, el valor de E se altera bajo cargas sostenidas, además, en columnas de marcos rígidos la longitud efectiva no se determina con facilidad (Task Group 20, 1979).

En las NTCEM-2004 se propone calcular el módulo de elasticidad efectivo, E_m (ec. A.6), sumando el módulo de elasticidad del acero más el 40 por ciento de la rigidez nominal del concreto contenido en secciones de acero (mediante el parámetro C_3) y el 20 por ciento para el concreto que no está confinado (mediante el parámetro C_3). Esto es debido a que la rigidez del concreto contenido en una sección de acero es más grande que la rigidez del no confinado, además, la formación de grietas reduce apreciablemente la rigidez efectiva del concreto, incluso si éste está contenido en la sección de acero y su calidad es menos confiable que la del acero. La influencia del flujo plástico también se toma en cuenta mediante el coeficiente C_3 .

$$E_m = E + C_3 E_c \frac{A_c}{A_t} \quad (\text{A.6})$$

Para secciones rellenas de concreto:

$$C_3 = 0.40$$

Para perfiles revestidos de concreto:

$$C_3 = 0.20$$

donde:

E es el módulo de elasticidad del acero;

E_c es el módulo de elasticidad del concreto.

La ec. (A.6) sólo emplea relaciones de área de los materiales que componen a la columna pues así se obtienen resultados que concuerdan mejor con los determinados experimentalmente (Task Group 20, 1979).

Por otra parte, la definición convencional de radio de giro no puede aplicarse rigurosamente para secciones transversales compuestas o no homogéneas. No obstante, es necesario tener un parámetro de esbeltez para medir la resistencia a la flexión. El acero estructural y el concreto que componen a la sección transversal compuesta contribuyen a la resistencia de las deformaciones por flexión; si predomina el perfil de acero, es adecuado tomar en cuenta el radio de giro del perfil para la sección completa. Si la deformación por flexión es resistida predominantemente por el concreto, el radio de giro del concreto es el adecuado para calcular los efectos de esbeltez (Task Group 20, 1979). En cualquiera de los casos, el radio de giro efectivo para la sección compuesta va a ser mayor que el de cada material calculado por separado.

Debido a que no se tiene información que permita una definición más rigurosa, en las NTCEM-2004 se recomienda que la relación de esbeltez de las columnas compuestas se determine con el radio de giro de la sección de acero. Cuando la sección esté revestida de concreto éste no deberá ser menor que el 30 por ciento de la dimensión total de la sección compuesta en el plano en que se estudie el pandeo, que es, aproximadamente, el radio de giro de un rectángulo macizo (De Buen, 2004).

Las columnas reales tienen imperfecciones iniciales, desde un principio aparecen deflexiones laterales y momentos flexionantes que crecen con más rapidez que la carga y ocasionan, eventualmente, la falla del miembro por la acción combinada de estos efectos. El método que se utiliza para calcular la resistencia máxima de columnas de acero que fallan por pandeo por flexión considera que las imperfecciones iniciales se introducen en el problema suponiendo que su eje no es recto inicialmente. Se tiene por lo tanto un problema de inestabilidad, que se resuelve trazando una curva acción - desplazamiento con la cual se obtiene la resistencia máxima (De Buen, 1999).

La resistencia de las columnas de acero y la forma de la curva que la relaciona con la esbeltez son función de factores geométricos (forma y tamaño de las secciones transversales, desviaciones del eje respecto a la línea recta que une los centroides de las secciones extremas, excentricidades en la aplicación de la carga, eje de las secciones transversales alrededor del que se presenta la flexión durante el pandeo), de factores que dependen del material (tipo de acero, gráfica esfuerzo – deformación, esfuerzos residuales) y del proceso de fabricación (De Buen, 1999). La reducción de la resistencia de una columna cuando aumenta su esbeltez está descrita mediante la “curva de estabilidad” de la columna.

Como las bases de la teoría de confiabilidad que se utiliza para el desarrollo de los métodos de diseño que se basan en factores de carga y resistencia son los valores medios y las desviaciones estándar de los parámetros que intervienen en el problema, se utiliza el valor medio de la excentricidad “ e ” que se presenta en una columna para evaluar la resistencia. Se utiliza por lo tanto $e = L/ 1470$, que es el valor medio obtenido estadísticamente para perfiles H (De Buen, 1999).

Para reducir a límites aceptables las incertidumbres propias del uso de una sola curva de diseño, pero sin complicar demasiado la solución del problema, como si se utilizase un número excesivo de curvas, el “Consejo de Investigación sobre Estabilidad Estructural” (Galambos, 1988; Johnston, 1976) propuso el uso de tres curvas (ver Figura A.1). Estas curvas corresponden a grupos que incluyen columnas de sección H laminadas en caliente y enderezadas en frío (curva #1), barras de sección transversal circular, maciza o hueca (curva #2), y miembros con placas soldadas, de sección H y en cajón (curva #3) (De Buen, 1999).

Las ecuaciones que reproducen analíticamente los resultados de las curvas son bastante complejas, por ello, se ha propuesto el uso de expresiones simplificadas, con las que se obtienen resultados suficientemente cercanos a los proporcionados por las expresiones exactas (De Buen, 1999).

Se observa en la gráfica de la Figura A.1 que en el eje horizontal se encuentra el parámetro de esbeltez λ , y en el eje vertical se muestra la relación de la carga máxima $P_{m\acute{a}x}$ y la carga de fluencia P_y .

La ec. 3.3 de las NTCEM-2004 que aquí es la ec. A.7, igual a la ec. A.1, es una representación analítica simplificada de las curvas múltiples del SSRC (“Structural Stability Research Council”), los valores de $n = 2, 1.4$ y 1.0 , corresponden, respectivamente, a las curvas #1, #2, y #3 de la figura A.1.

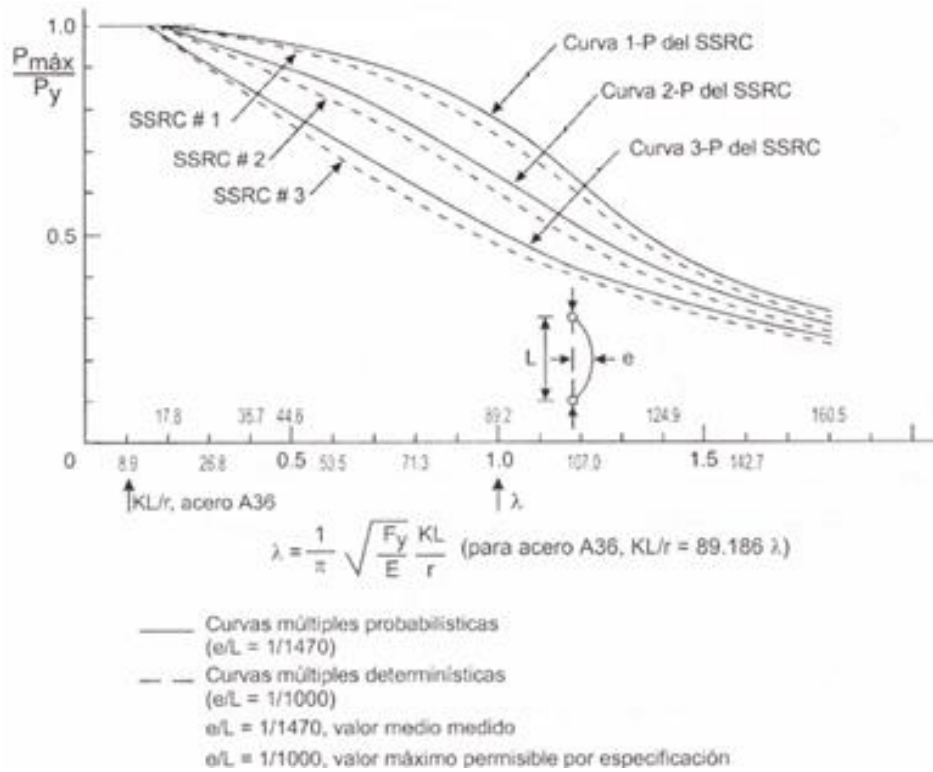


Figura A.1 Conjunto de curvas múltiples para el diseño de columnas (De Buen, 1999)

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{\frac{1}{n}}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R \quad (A.7)$$

Esta deducción (ec. A.7) se estableció únicamente para columnas de acero aunque también es aplicable a columnas compuestas utilizando un valor para “n” igual a 1.4 porque es el valor que mejor se ajusta a este tipo de columnas. El denominador de la ec. A.7 es un factor de reducción de resistencia a compresión debido a los efectos de estabilidad.

APÉNDICE B. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS SUJETAS A COMPRESIÓN DE ACUERDO A LAS NTCEM EN REVISIÓN

En el siguiente Apéndice se presentan las fórmulas empleadas en las NTCEM en revisión para calcular la resistencia a compresión de elementos compuestos y se comparan con las NTCEM-2004.

En las NTCEM en revisión el enfoque principal para analizar elementos compuestos en compresión fue generar una expresión matemática donde se obtuviera la rigidez efectiva del elemento compuesto. Esto se hizo con el objeto de poder obtener una curva de estabilidad que se ajustara de una mejor manera para columnas compuesta (Leon et al., 2007).

Por otra parte, las NTCEM en revisión proponen hacer el cálculo de la relación de esbeltez de la columna en función de la carga crítica de pandeo elástico, a diferencia de las NTCEM-2004 que lo hacen en función del esfuerzo crítico de pandeo elástico. En la Tabla B.1 se muestra lo anterior:

NTCEM-2004	NTCEM en revisión
$\sigma_{cr} = \frac{P_e}{A} = \frac{\pi^2 EI}{A(KL)^2} = \frac{\pi^2 EAr^2}{A(KL)^2} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$	$P_e = \frac{\pi^2 EI_{ef}}{(KL)^2}$
$\lambda = \sqrt{\frac{F_{ym}}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{F_{ym}\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{\pi^2 E}}$	$\lambda_c = \sqrt{\frac{P_o(KL)^2}{\pi^2 EI_{ef}}} = KL \sqrt{\frac{P_o}{\pi^2 EI_{ef}}}$
$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_{ym}}{\pi^2 E_m}}$	$\lambda_c = \sqrt{\frac{P_o}{P_e}}$

Tabla B.1. Comparación del cálculo de la relación de esbeltez entre las NTCEM-2004 y las NTCEM en revisión

donde:

σ_{cr} es el esfuerzo crítico de pandeo elástico;

P_e es la carga crítica de pandeo elástico;

λ y λ_c son los parámetros de esbeltez de la columna;

K es el factor de longitud efectiva;

r es el radio de giro del elemento de acero estructural;

L es la longitud de la columna;

A es el área transversal del elemento de acero estructural;

I es el momento de inercia del elemento de acero estructural;

E y E_m son los modulos de elasticidad del acero y el modificado para el cálculo de columnas compuestas, respectivamente;

EI_{ef} es la rigidez a flexión efectiva;

F_{ym} es el esfuerzo de fluencia modificado para el diseño de columnas compuestas;

P_o es la resistencia a compresión de la sección transversal compuesta, la cual se determina de acuerdo a su clasificación por pandeo local de la siguiente manera:

Para columnas compuestas con una sección de acero compacta tipo 1 ó 2:

$$P_o = P_p \quad (B.1)$$

$$P_p = P_s + P_{sr} + P_c \quad (B.2)$$

Los subíndices s , sr y c representan, respectivamente, los parámetros de los componentes del acero estructural, del acero de refuerzo y del concreto.

$$P_s = F_y A_s \quad (B.3)$$

$$P_{sr} = F_{yr} A_{sr} \quad (B.4)$$

$$P_c = F_c A_c \quad (B.5)$$

donde:

A_s , A_{sr} , A_c son, respectivamente, las áreas del perfil de acero, del acero de refuerzo longitudinal, y del concreto;

F_y , F_{yr} , son, respectivamente, los esfuerzos de fluencia del perfil de acero estructural y del acero de refuerzo longitudinal;

F_c es la resistencia del bloque equivalente en compresión del concreto.

Para columnas compuestas revestidas y rellenas rectangulares:

$$F_c = f''c = 0.85f^*c \quad (\text{B.6})$$

En caso de que se utilicen concretos premezclados en donde se controle la calidad en cuanto a aspectos de resistencia, durabilidad, compactación y trabajabilidad, se permite reemplazar el término f^*c por $f'c$.

Alternativamente, para columnas tubulares rellenas, el bloque equivalente en compresión del concreto se puede suponer como:

$$F_c = f''c = \frac{F_y}{\left(\frac{D}{t}\right)} \quad (\text{B.7})$$

donde:

D es el ancho de la columna compuesta;

t es el espesor de la sección de acero.

En columnas compuestas rellenas con perfiles tubulares rectangulares y circulares no compactos, tipo 3:

$$P_o = P_p \left(1 - 0.3 \frac{\lambda_t - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \quad (\text{B.8})$$

donde:

λ_t es la relación ancho – espesor del perfil tubular;

λ_p y λ_r son los parámetros de esbeltez límite establecidos en las NTCEM en revisión.

Para columnas compuestas rellenas con perfiles tubulares rectangulares y circulares no compactos, tipo 4:

$$P_o = F_{cr} A_s + (P_{sr} + P_c) \left(1 - 0.3 \frac{\lambda_t - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right) \quad (\text{B.9})$$

Para secciones rectangulares rellenas:

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{\lambda_t^2} \quad (\text{B.10})$$

donde:

E_s es el módulo de elasticidad del perfil estructural;

Para secciones circulares rellenas:

$$F_{cr} = \frac{0.09E_s^2}{\lambda_t^2 F_y} \quad (\text{B.11})$$

Por otro lado, las fórmulas para calcular las rigideces efectivas que se mencionan enseguida, se obtuvieron de un ajuste experimental (Leon et al., 2007):

$$EI_{ef} = E_a I_a + E_a I_{ar} + C_c \frac{E_c I_c}{1+u} \quad (\text{B.12})$$

El coeficiente de reducción de rigidez del concreto por carga sostenida “ u ” se define en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto (NTCDEC), y es la relación entre la carga sostenida y la carga total de diseño. Dicho coeficiente no debe ser mayor a 1.0.

El coeficiente de rigidez C_c para el concreto es:

Para columnas compuestas revestidas de concreto

$$C_c = 0.4 + 2\rho_a \leq 0.7 \quad (\text{B.13})$$

Para columnas compuestas rellenas de concreto

$$C_c = 0.6 + 2\rho_a \leq 0.9 \quad (\text{B.14})$$

Cuantía de acero de refuerzo respecto a la sección total

$$\rho_a = \frac{A_a}{A_g} = \frac{A_a}{A_a + A_{ar} + A_c} \quad (\text{B.15})$$

donde:

Los subíndices a , ar y c representan, respectivamente, los parámetros de los componentes de acero estructural, acero de refuerzo y concreto.

E_a es el módulo de elasticidad del acero, igual a 2, 040,000 kg/cm².

E_c es el módulo de elasticidad del concreto, que se determina de acuerdo a las NTCDEC con las características que correspondan al concreto empleado.

I_a, I_{ar}, I_c son respectivamente, los momentos de inercia del perfil de acero, del acero de refuerzo y del concreto.

Por otro lado, el valor del radio de giro (r) del perfil estructural que se utiliza para calcular el esfuerzo crítico de pandeo elástico en las NTCEM-2004 tiene como límite una dimensión que debe ser al menos 30% de la dimensión del plano de estudio. Sin embargo, en las NTCEM en revisión no se considera debido a que no se cuenta con una justificación razonable para establecerlo como un límite (Leon et al., 2007).

Luego, con el parámetro de esbeltez λ_c que aparece en la Tabla B.1 se calcula el factor de reducción de resistencia debido a efectos de estabilidad, como sigue:

$$\chi_c = \frac{1}{(1 + \lambda_c^{2n})^{1/n}} \quad (\text{B.16})$$

Comparando las ecuaciones B.16 y B.17 que se muestra a continuación (ec. 3.3 de las NTCEM-2004), se observa que el término " 0.15^{2n} " que aparece en la ecuación B.17 se eliminó debido a que su contribución es demasiado pequeña (R. Jean, comunicación personal, 2013).

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R \quad (\text{B.17})$$

De acuerdo con las NTCEM en revisión, la resistencia a compresión de una columna de sección transversal compuesta se calcula como sigue:

$$P_R = F_R \chi_c P_o \quad (\text{B.18})$$

El valor de F_R que se especifica en las NTCEM en revisión es igual a 0.75.

En resumen, las diferencias que existen para el cálculo de la resistencia a compresión de columnas compuestas entre las NTCEM-2004 y las NTCEM en revisión se muestran en la Tabla B.2:

NTCEM-2004	NTCEM en revisión
El cálculo de la relación de esbeltez se hace en función del esfuerzo crítico de pandeo elástico	El cálculo de la relación de esbeltez se hace en función de la carga crítica de pandeo elástico
Se calcula un módulo de elasticidad modificado (E_m) el cual se obtiene en función del módulo de elasticidad del acero estructural	Se calcula la rigidez efectiva de la sección compuesta (EI_{ef})
El valor del radio de giro del perfil estructural debe ser al menos 30% de la dimensión del plano de estudio	No se considera un límite para el radio de giro del perfil de acero
	Se eliminó el término 0.15^{2n} del factor de reducción de resistencia por efectos de estabilidad
Se limita el uso de perfiles estructurales a secciones tipo 1 ó 2	Se permite utilizar cualquier tipo de perfil estructural (tipo 1, 2, 3 ó 4)
El factor de reducción es $F_R=0.85$	El factor de reducción propuesto es $F_R=0.75$

Tabla B.2. Diferencias entre las NTCEM-2004 y las NTCEM en revisión para el cálculo de la resistencia a compresión de columnas compuestas

APÉNDICE C. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS SUJETAS A FLEXIÓN PURA DE ACUERDO A LAS NTCEM EN REVISIÓN

Para calcular la resistencia a flexión pura (M_p) de las columnas compuestas analizadas se aplicó el método de la distribución de esfuerzos plásticos para obtener la posición del eje neutro tal que la resultante de fuerzas en la sección fuera cero (flexión pura). Se considera que el momento resistente máximo se desarrolla cuando la sección se plastifica por completo y esto sucede cuando el concreto en compresión alcanza su resistencia máxima al mismo tiempo que el perfil de acero estructural y las barras de refuerzo longitudinal fluyen plásticamente (De Buen, 2004).

Como los miembros compuestos rellenos analizados en este estudio son de sección compacta tipo 1 ó 2 y en los miembros compuestos revestidos se asume que habrá conectores de acero, la resistencia a flexión está dada por:

$$M_R = F_R M_P \quad (C.1)$$

donde:

M_p es la resistencia a flexión pura.

M_R es la resistencia de diseño a flexión.

F_R es el factor de reducción de resistencia igual a 0.90.

APÉNDICE D. RESISTENCIA DE COLUMNAS COMPUESTAS SUJETAS A FLEXOCOMPRESIÓN DE ACUERDO A LAS NTCEM EN REVISIÓN

Las NTCEM en revisión establecen un método simplificado para calcular la resistencia a flexocompresión en secciones compuestas. Para trazar el diagrama de interacción únicamente es necesario calcular la resistencia a compresión pura (P_R), la resistencia a flexión pura (M_R) y un tercer punto el cual está dado por la resistencia a flexión pura más la resistencia a compresión del concreto ($P_{RC} = F_R \chi_c P_c$, en donde $F_R = 0.75$, χ_c es el factor de reducción por efectos de estabilidad y P_c es la resistencia a compresión del concreto).

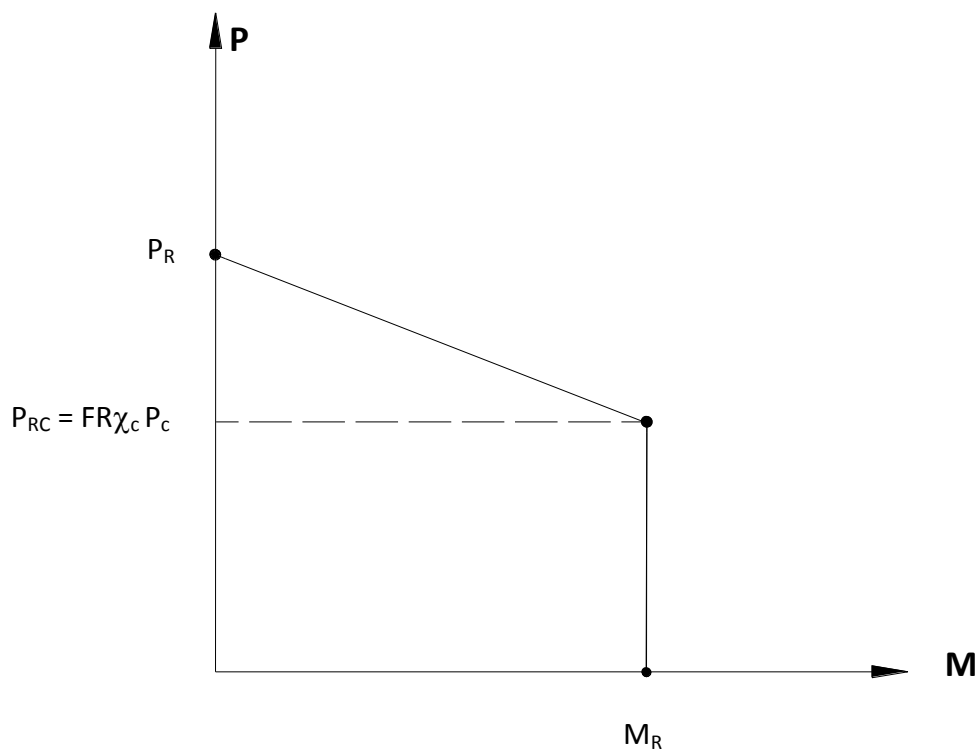


Figura D.1. Diagrama de interacción simplificado

De acuerdo a la Figura D.1 se determinan las ecuaciones para determinar la resistencia a flexocompresión de una sección compuesta de la siguiente manera:

Cuando $P_u < P_{RC}$

$$\frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1 \quad (D.1)$$

Cuando $P_u > P_{RC}$

$$\frac{P_u - P_{RC}}{P_R - P_{RC}} + \frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1 \quad (D.2)$$

donde:

M_{Rx} y M_{Ry} son las resistencias de diseño a flexión pura determinadas como $M_R = F_R M_p$. Para calcular la resistencia a flexión pura M_p es necesario obtener, ya sea con el método de la distribución de esfuerzos plásticos o con el método de la compatibilidad de deformaciones, la posición del eje neutro tal que la resultante de fuerzas en la sección sea cero. Para columnas compuestas revestidas el eje neutro puede estar en el alma o patín del perfil de acero, o en la sección de concreto.

M_{ux} y M_{uy} son los momentos últimos de diseño que obran en la columna

P_R es la resistencia a compresión de la columna compuesta.

P_{RC} es la resistencia a compresión de la sección de concreto (ec. B.5), disminuida por los factores de reducción de resistencia a compresión ($F_R = 0.75$) y de reducción de estabilidad (ec. B.16).

P_u es la fuerza axial de diseño que obra en la columna.

APÉNDICE E. RESISTENCIA DE VIGAS COMPUESTAS SUJETAS A FLEXIÓN DE ACUERDO A LAS NTCEM EN REVISIÓN

En este estudio se supone que las vigas compuestas trabajan en construcción compuesta completa, esto significa que se cuenta con el número y resistencia suficiente de conectores de cortante para desarrollar la resistencia máxima a flexión de la sección compuesta. Además, se considera que la losa de concreto de la sección compuesta está en compresión (zonas de momento positivo) por lo que el cálculo de la resistencia nominal a flexión (M_n) se hace de la siguiente forma:

Si el eje neutro está en la losa

$$M_n = T_r e' = A_s F_y e' \quad (E.1)$$

donde:

T_r es la resistencia en tensión de la sección del área de acero que trabaja en tensión, aplicada en el centroide de esa sección.

e' es el brazo de palanca entre la resistencia en compresión del concreto C_r' y la resistencia en tensión T_r , se calcula con

$$a = \frac{A_s F_y}{b_e f''c} \quad (E.2)$$

a es la profundidad de la zona de concreto que trabaja en compresión.

A_s es el área de la sección transversal de la sección de acero.

F_y es el esfuerzo de fluencia del acero.

b_e es el ancho efectivo de la sección.

$$f''c = 0.85 f^*c$$

Si el eje neutro está en la sección de acero

$$M_n = C_r e + C_r' e' \quad (E.3)$$

$$C_r' = b_e t f''c \quad (E.4)$$

$$C_r = \frac{A_s F_y - C_r'}{2} \quad (E.5)$$

donde:

C_r es la resistencia en compresión de la sección del área de acero que trabaja en compresión, aplicada en el centroide de esa sección.

C_r' es la resistencia en compresión de la sección del área de concreto que trabaja en compresión, aplicada en el centroide de esa sección.

e es el brazo de palanca entre la resistencia en compresión del acero, C_r , y su resistencia en tensión T_r .

t es el espesor de la losa de concreto en compresión.

El momento resistente de diseño M_{RC} para una sección compuesta con losa de compresión es:

$$M_{RC} = F_R M_n \quad (E.6)$$

F_R es igual a 0.75.

APÉNDICE F. RESISTENCIA DE ELEMENTOS COMPUESTOS SUJETOS A CORTANTE DE ACUERDO A LAS NTCEM EN REVISIÓN

De acuerdo con las NTCEM en revisión, la resistencia a cortante se calcula con alguna de las siguientes expresiones:

- a) La resistencia a corte considerando exclusivamente el perfil de acero estructural (V_s), con $F_R = 0.90$

$$V_R = F_R V_s \quad (F.1)$$

- b) La resistencia a corte de la sección de concreto (V_c) más la resistencia a corte del refuerzo transversal (V_{sr}), con $F_R = 0.80$

$$V_R = F_R (V_c + V_{sr}) \quad (F.2)$$

- c) La resistencia a corte del perfil de acero estructural (V_s) con $F_R = 0.90$ más la resistencia a corte del acero de refuerzo transversal (V_{sr}) con $F_R = 0.80$

$$V_R = F_R V_s + F_R V_{sr} \quad (F.3)$$

APÉNDICE G. EJEMPLO SOBRE LA DISPERSIÓN EN LOS RESULTADOS CORRESPONDIENTES A FLEXIÓN DE COLUMNAS Y VIGAS

En este apéndice se explicarán los motivos por los cuales el análisis de flexión pura en columnas (Figura G.1) tiene una mayor dispersión en los resultados que en flexión de vigas (Figura G.2).

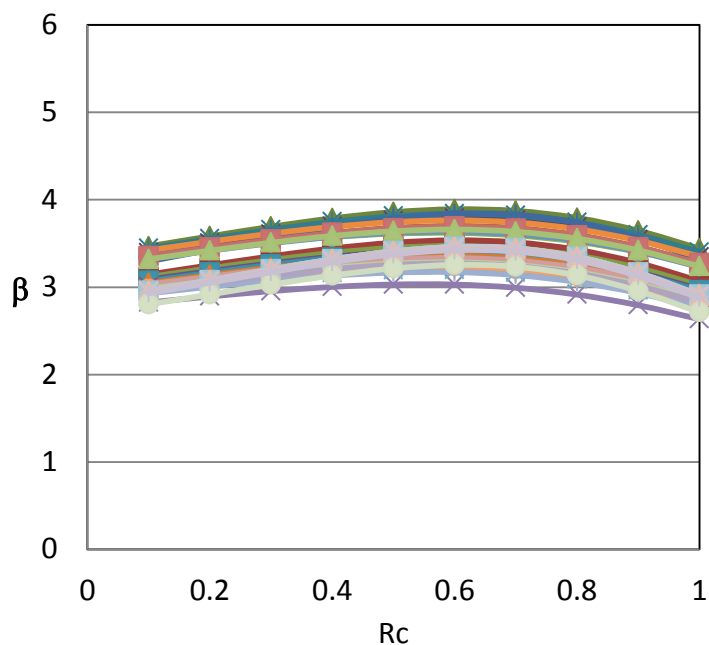


Figura G.1. Columnas en flexión pura NTCEM en revisión ($F_R = 0.90$)

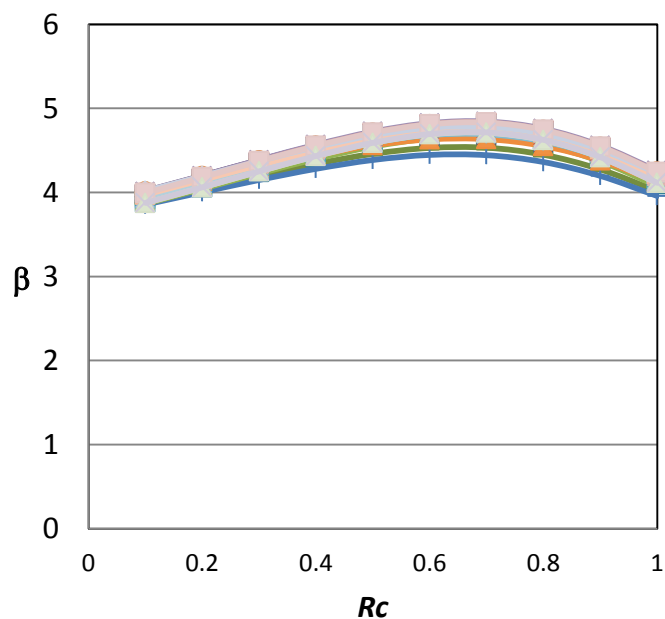


Figura G.2. Vigas en flexión NTCEM en revisión ($F_R = 0.85$)

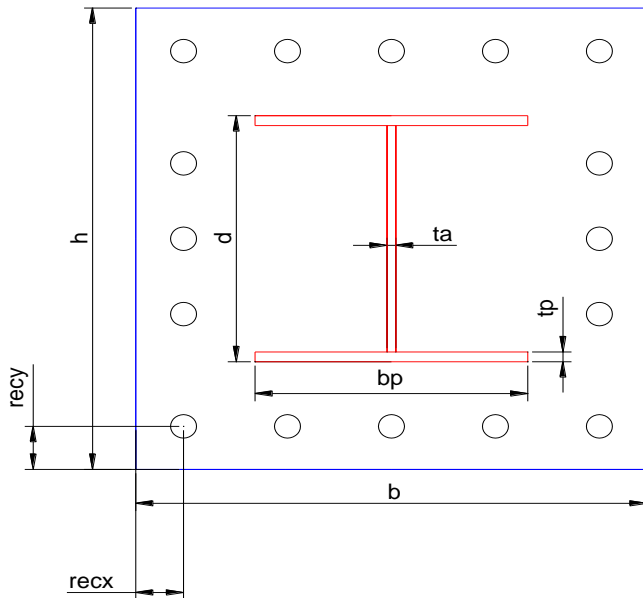


Figura G.3. Columna compuesta

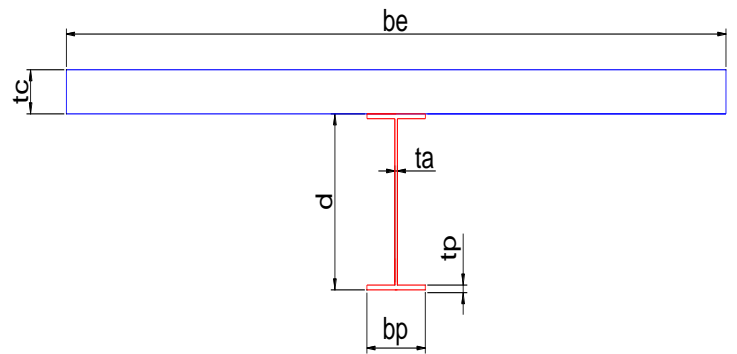


Figura G.4. Viga compuesta

En las figuras G.3 y G.4 se muestran las dimensiones de las columnas y vigas compuestas, respectivamente, que intervienen en el cálculo de la resistencia a flexión. Se seleccionó la sección 5 de las columnas compuestas (Figura G.5) y la sección 47 de las vigas compuestas (Figura G.6) para analizarlas y hacer una comparación en los resultados. Las dos secciones tienen aproximadamente el mismo porcentaje de acero estructural y se considera que la losa de concreto de la viga está en compresión por lo que en el diseño no se toman en cuenta las barras de refuerzo.

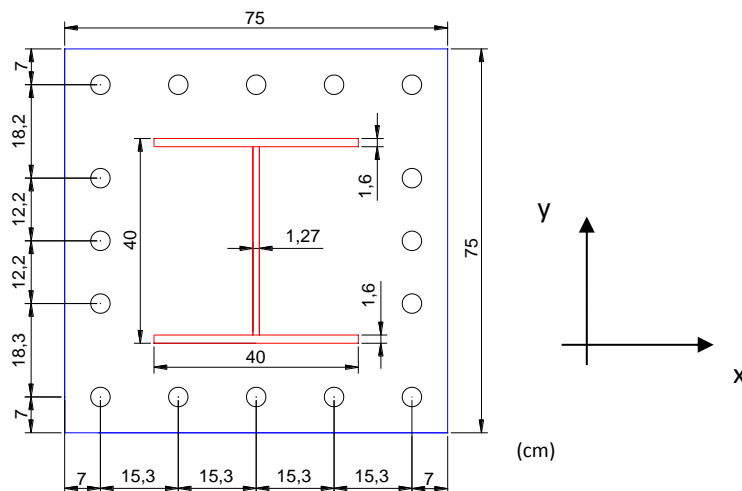


Figura G.5. Columna 5

16 vars. #12
 P perfil = 3.11%
 P refuerzo = 3.24%

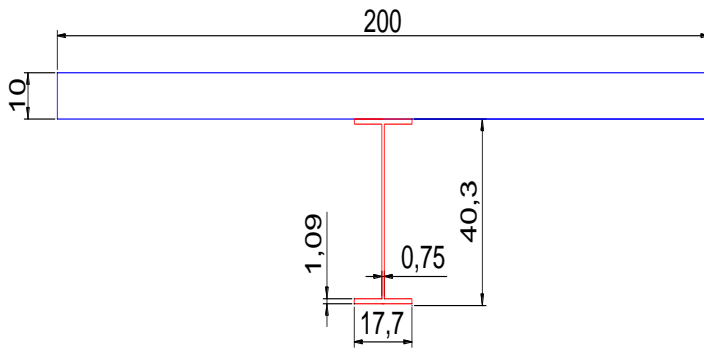


Figura G.6. Viga 47

P perfil = 3.30 %

(cm)

Nota.- En el Anexo H se encuentran los programas de Matlab con los cuales se hicieron los análisis.

Para obtener la resistencia a flexión pura en columnas se debe de obtener la posición del eje neutro y posteriormente la profundidad de la zona en compresión de la columna de la siguiente manera:

$$a = \beta_1 c$$

c es la profundidad del eje neutro medida desde la fibra extrema en compresión

a es la profundidad de la zona en compresión

$$\beta_1 = 0.85; \text{ para } f^*c < 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 1.05 - (f^*c/1400) > 0.65; \text{ para } f^*c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

Para el caso de la columna 5 con flexión alrededor del eje "x" el eje neutro pasa por el alma de la sección de acero y se determina de la siguiente forma:

$$c = \frac{0.85f'c [Are + Ap + 0.5(h - d)t_a - b_p t_a] + Trm + ht_a Fy}{0.85f'c(\beta_1 b - t_a) + 2t_a Fy}$$

donde:

Are es el área del refuerzo exterior en cada cara

Ap es el área del patín

b es el ancho de la columna

h es el largo de la columna

d es el peralte del perfil

b_p es el ancho del patín

t_a es el ancho del alma

Trm es la tensión en el refuerzo medio

F_y es el esfuerzo de fluencia del perfil

El momento nominal es igual a:

$$M_{nx} = C_c c (1 - 0.5\beta_1) + C_{re}(c - recy) + C_{pc}(h_{ac} + 0.5b_p) + 0.5C_{ac} h_{ac} \\ + T_{rm}(0.5h - c) + 0.5T_{at}(d - 2b_p - h_{ac}) + T_{pt}(d - 1.5b_p - h_{ac}) \\ + T_{re}(h - c - recy)$$

donde:

C_c es la compresión en el concreto

C_{re} es la compresión en el refuerzo exterior

C_{pc} es la compresión en el patín

C_{ac} es la compresión del alma

$recy$ es el recubrimiento en dirección "y"

h_{ac} es la altura del alma en compresión

T_{at} es la tensión del alma

T_{pt} es la tensión en el patín

T_{re} es la tensión del refuerzo exterior

De manera similar se procede para obtener la resistencia nominal a flexión alrededor del eje "y", para el caso de la columna 5 éste pasa por la sección de acero y se determina de la siguiente manera:

$$c = \frac{2b_p b F_y + A_{al} F_y + A_{rm} F_{yr} + 0.85 f'_c [A_{re} - b_p (b - b_p)]}{0.85 f'_c \beta_1 h + 4b_p F_y - 1.7b_p f'_c}$$

donde:

A_{al} es el área del alma

A_{rm} es el área del refuerzo medio

F_{yr} es el esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo

El momento nominal en la dirección "y" es igual a:

$$M_{ny} = C_c c (1 - 0.5\beta_1) + C_{re}(c - recx) + 0.5C_{pc} b_{pc} + (T_{al} + T_{rm})(0.5b - c) \\ + 0.5T_{pt}(b_p - b_{pc}) + T_{re}(b + recx - c)$$

donde:

$recx$ es el recubrimiento en dirección "x"

b_{pc} es la distancia del patín en compresión

T_{al} es la tensión en el alma

T_{pt} es la tensión en el patín

T_{re} es la tensión en el refuerzo exterior

Nota.- Se tomó como hipótesis para obtener la resistencia nominal a flexión en columnas la siguiente fórmula:

$$Mn = \sqrt{Mnx^2 + Mny^2}$$

Por otro lado, para calcular la resistencia a flexión de una viga compuesta se calcula primeramente la profundidad de la zona de concreto que trabaja en compresión a para determinar la posición del eje neutro de manera similar a como se hace en columnas. De acuerdo con las NTCEM en revisión la profundidad a es igual a:

$$a = \frac{A_s F_y}{b_e f''c}$$

Donde:

A_s es el área del perfil de acero

b_e es el ancho efectivo del concreto

F_y es el esfuerzo de fluencia del perfil

$f''c$ es igual a $0.85f^*c$. En este caso se toma *el valor de f^*c* en lugar de f^*c

El eje neutro de la viga 47 pasa por la sección del concreto por lo que el momento nominal resistente se calcula como:

$$Mn = A_s F_y e'$$

e' es el brazo de palanca entre la resistencia en compresión del concreto y la resistencia en tensión del acero.

Por otra parte, se hizo una simulación de 1000 secciones para cada uno de los dos casos (columna 5 y viga 47) las cuales se generaban con la ayuda de información estadística. Los parámetros estadísticos simulados (f_c , h , b , f_{yr} , rec_x y rec_y , para el caso de columna ó f_c y t_c para el caso de la viga) siguen una distribución normal y se determinaron las características estadísticas de la resistencia para cada sección.

La información estadística que se simula en cada caso es la siguiente:

COLUMNAS

- Resistencia del concreto (f_c)
- Largo de columna (h)
- Ancho de columna (b)
- Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (f_{yr})
- Recubrimientos ($recx$ y $recy$)

VIGAS

- Resistencia del concreto (f_c)
- Espesor de la losa de concreto (tc)

Los resultados estadísticos de la resistencia para las 1000 secciones simuladas fueron los siguientes:

COLUMNA 5

Media = 562 t-m
Desviación Estándar = 34.4 t-m
Coef. de variación = 0.0612

VIGA 47

Media = 65.96 t-m
Desviación Estándar = 1.01 t-m
Coef. de variación = 0.0153

A pesar de que el análisis de las columnas tiene más parámetros inciertos (f_c , h , b , f_{yr} , $recx$ y $recy$) que el de las vigas (f_c y h), éste no fue el motivo por el cual se obtiene una mayor dispersión en los resultados.

Se hicieron dos análisis distintos para las 34 columnas y 58 vigas propuestas. En el primer análisis (Figura G.7) se observa que aun cuando la desviación estándar de la información estadística que se simula tiende a cero, se sigue obteniendo una dispersión en los resultados que es mucho mayor que en el caso de las vigas.

Se comprobó que la presencia de las barras de refuerzo en las columnas es el motivo por el cual se obtiene un coeficiente de variación más grande que en las vigas (6.12% para el caso de la columna 5 y 1.53% para el caso de la viga 47). Esto se debe a que cuando el porcentaje de acero de refuerzo es pequeño (valores cercanos al 1%) la confiabilidad también es baja y cuando se utilizan porcentajes de acero más grande (valores cercanos a 4%) la confiabilidad en los elementos aumenta porque las barras de refuerzo aportan una mayor resistencia a las columnas y por lo tanto una mayor seguridad. En la Figura G.8 se muestran estos resultados.

“Características de los materiales “

Acero de refuerzo

$F_{yr} = 4200$; $M_{Fyr} = 4201$; $D_{Fyr} = 0.001$;

Concreto

$F_c = 250$; $M_{Fc} = 292$; $D_{Fc} = 34$;

Nota: para este caso se utilizó la misma resistencia a compresión del concreto que en las vigas

Acero estructural

$F_y = 3515$;

“Características del elemento”

Columnas cuadradas

$b = 75$; $M_b = 74.99$; $D_b = 0.001$; Ancho

$h = 75$; $M_h = 74.99$; $D_h = 0.001$; Largo

Columnas rectangulares

$b = 90$; $M_b = 89.99$; $D_b = 0.001$; Ancho

$h = 130$; $M_h = 129.99$; $D_h = 0.001$; Largo

Recubrimientos

$rec_x = 7$; $M_{rec_x} = 6.99$; $D_{rec_x} = 0.001$;

$rec_y = 7$; $M_{rec_y} = 6.99$; $D_{rec_y} = 0.001$;

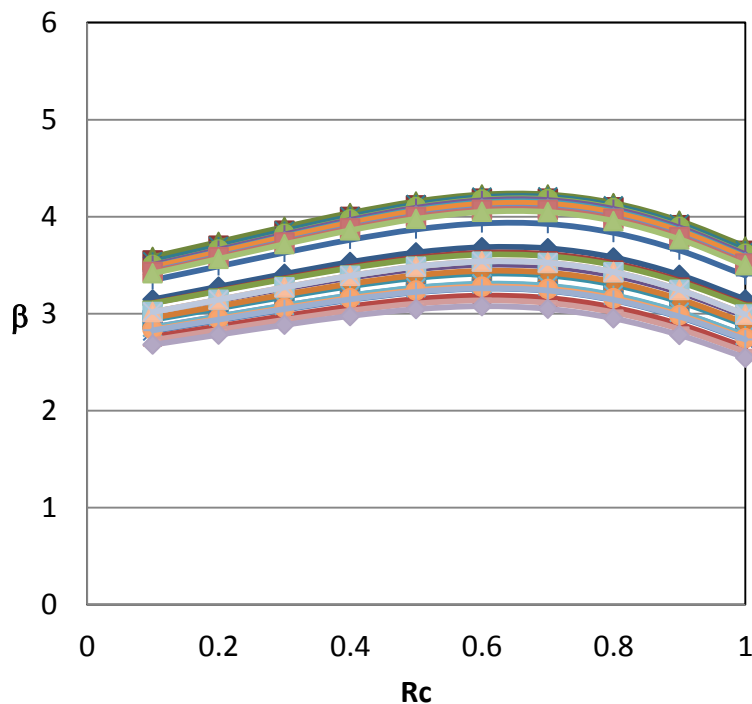


Figura G.7. Columnas en flexión pura NTCEM en revisión, parámetros estadísticos sin desv. est., ($F_R = 0.90$)

“Características de los materiales”

Acero de refuerzo

$F_{yr} = 1$; $MF_{yr} = 0.99$; $DF_{yr} = 0.001$;

Concreto

$F_c = 416.5$; $MF_c = 428.5$; $DF_c = 17.18$;

Acero estructural

$F_y = 3515$;

“Características del elemento”

Columnas cuadradas

$b = 75$; $M_b = 74.68$; $D_b = 0.64$; Ancho
 $h = 75$; $M_h = 74.68$; $D_h = 0.64$; Largo

Columnas rectangulares

$b = 90$; $M_b = 89.68$; $D_b = 0.64$; Ancho
 $h = 130$; $M_h = 129.68$; $D_h = 0.64$; Largo

Recubrimientos

$rec_x = 7$; $Mrec_x = 6.5$; $Drec_x = 1.31$;

$rec_y = 7$; $Mrec_y = 6.5$; $Drec_y = 1.31$;

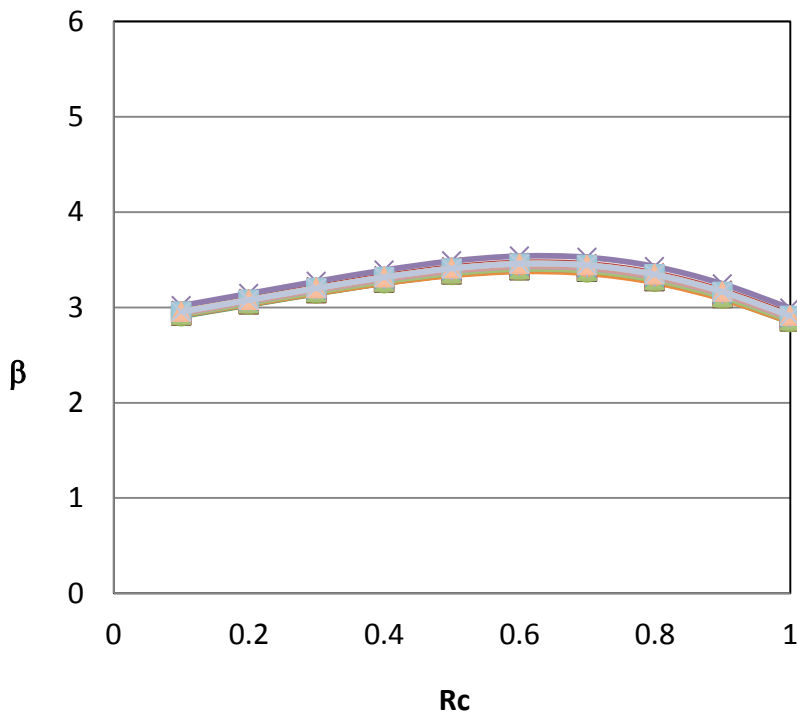


Figura G.8. Columnas en flexión pura NTCEM en revisión, sin considerar f_{yr} ($F_R = 0.90$)

APÉNDICE H. PROGRAMA DE CÓMPUTO. COMPRESIÓN

El siguiente programa corresponde a la sección sobre columnas compuestas sujetas a compresión:

```
FR=0.85; %Factor de reducción

%Características de los materiales

Fyr= 4200; MFy= 4680; DFy= 449.29; %Esfuerzo de fluencia del acero de
refuerzo
Fc=416.5; MFc=428.5; DFc= 17.18; %Resistencia a compresión del concreto
Fy=3515; %Esfuerzo de fluencia del acero estructural

Fac = Fc; %f*c = f'c

nV=12; %Cantidad de varillas
Var =8; %Número de varilla

rVar = (Var/8)*2.54/2; %Radio de la varilla

%Características del elemento

b=75; Mb=74.68; Db=0.64; %Base de la columna
h=75; Mh=74.68; Dh=0.64; %Largo de la columna
r=7; Mr=6.5; Dr=1.31; %Recubrimiento

Es= 2040000; %Módulo de elasticidad del acero
Esr = Es;
K=1; % Factor por pandeo
L = 400; %Longitud de columna

Asr=nV*3.141592*(rVar)^2; %Área acero de refuerzo
As=65.7; %Área acero estructural
Ac= b*h-As-Asr; %Área concreto

Isx=7684; %Inercia perfil en x
Isy= 2475; %Inercia perfil y
Irx=38774; %Inercia varillas x
Iry=39827; %Inercia varillas y

Cvm = 0.08; %Coeficiente de variación de la carga muerta
Cvv=0.18; %Coeficiente de variación de la carga viva
probex=50; %Probabilidad de excedencia
n=1.4; %Coeficiente adimensional para columnas compuestas
```

```

for i =1:1000

    FFyr(i)=normrnd(MFy,DFy);
    FFc(i)=normrnd(MFc,DFc);
    Fb(i)=normrnd(Mb,Db);
    Fh(i)=normrnd(Mh,Dh);
    Fr(i)=normrnd(Mr,Dr);

end

%Cálculo de las resistencias simuladas

for i =1:1000

%Inercia del concreto

Icx(i)=(Fb(i)*Fh(i)^3)/12-Irx-Isx;
Icy(i)=(Fh(i)*Fb(i)^3)/12-Iry-Isy;

Ec(i) = 14000*(FFc(i))^0.5; %Módulo de elasticidad del concreto

C1= 0.1+2*(As/((Fb(i)*Fh(i)-As-Asr)+As));
if C1 > 0.3
    C1=0.3;
end

%Rigidez a flexión efectiva real (León et at., 2007)

EIex(i)= (Es*Isx)+(0.5*Esr*Irx)+(C1*Ec(i)*Icx(i));
EIey(i)=(Es*Isy)+(0.5*Esr*Iry)+(C1*Ec(i)*Icy(i));

if EIex(i) > EIey(i)
    EIex(i)=EIey(i);
end

Po(i) = (Fy*As)+(FFyr(i)*Asr)+(0.85*FFc(i)*(Fb(i)*Fh(i)-As-
Asr));%Resistencia a compresión de la sección transversal compuesta

Pe(i)=(3.1416^2*EIex(i))/(K*L)^2; %Carga crítica de pandeo elástico

lamc(i)=(Po(i)/Pe(i))^0.5; %Parámetro de esbeltez
xc(i)=1/(1+lamc(i)^(2*n))^(1/n); %Factor de reducción de resistencia a
compresión por efectos de estabilidad

PR(i)=xc(i)*Po(i); %Resistencia de diseño a compresión (para las
secciones simuladas)

end

MRes=mean(PR); %Cálculo de la media de la resistencia
sigmar=std(PR); %Cálculo de la desviación estándar de la resistencia
CoefR=sigmar/MRes; %Cálculo del coeficiente de variación de la
resistencia

```

```

%Cálculo de la resistencia de diseño

Icxd=(b*h^3)/12-Irx-Isx;
Icyd=(h*b^3)/12-Iry-Isy;

Ecd = 14000*(Fc)^0.5;

pad=Asr/(b*h);

Ccd=0.4+2*pad;

if Ccd > 0.7
    Ccd=0.7;
end

EIexd= (Es*Isx)+(Esr*Irx)+(Ccd*Ecd*Icxd/(1+1));
EIeyd=(Es*Isy)+(Esr*Iry)+(Ccd*Ecd*Icyd/(1+1));

if EIexd > EIeyd
    EIexd=EIeyd;
end

Pod = (Fy*As)+(Fyr*Asr)+(0.85*Fac*Ac);

Ped=(3.1416^2*EIexd)/((K*L)^2);

lamcd=(Pod/Ped)^0.5;
xcd=1/(1+lamcd^(2*n))^(1/n);

PRd=FR*xcd*Pod;

MD = PRd;

%Cálculo de las solicitaciones simuladas

SD = MD;

FCM = 1.3; %Factor de carga muerta
FCV = 1.5; %Factor de carga viva|

RC=0.0; %Relación de carga

for

j=1:10
RC =RC+0.1;

if (probex==50)
    Sn=SD / (FCM*RC+FCV*(1-RC));
    MSol= Sn;
end

```

```
CS2=0.10^2+RC^2*Cvm^2+((1-RC)^2)*Cvv^2; %Coeficiente de variación de la  
solicitud al cuadrado
```

```
sigmas=MSol*(CS2)^(1/2); %Desviación estándar de la solicitud
```

```
Beta(j)= (MRes-MSol)/(sigmar^2+sigmas^2)^(1/2); %Índice de confiabilidad  
beta
```

```
end
```

APÉNDICE I. PROGRAMA DE CÓMPUTO. FLEXIÓN PURA COLUMNAS

El siguiente programa corresponde a la sección sobre columnas compuestas sujetas a flexión pura:

```
%Características de los materiales

Fyr= 4200; MFy= 4680; DFy= 449.29; %Esfuerzo de fluencia del acero de
refuerzo
Fc=416.5; MFc=428.5; DFc= 17.18; %Resistencia a compresión del concreto
Fy=3515; %Esfuerzo de fluencia del acero estructural

%Características del elemento

b=75; Mb=74.68; Db=0.64; %Base de la columna
h1=b;
h=75; Mh=74.68; Dh=0.64; Largo de la columna
h2=h;

D=40; %Peralte perfil
B=40; %Ancho patín
C=1.6; %Espesor patín
tw= 1.27; %Espesor del alma

%Recubrimientos

recx=7 ;Mrecx=6.5;Drecx=1.31;
recy=7; Mrecy=6.5;Drecy=1.31;

Es= 2040000; %Módulo de elasticidad del acero
Esr = Es;
K=1; % Factor por pandeo
L = 400; %Longitud de la columna

nV=16; %Cantidad total de varilla
Var =12; % Número (pulgada) de varilla
rVar = (Var/8)*2.54/2; %Radio de la varilla

rex= 5; % Número de varillas refuerzo exterior (una cara)en dirección "x"
rmx= 6; % Número de varillas refuerzo medio

rey= 5; % Número de varillas refuerzo exterior (una cara) en dirección
"y"
rmy= 2; % Número de varillas refuerzo medio
```



```

Ar=nV*3.141592*(rVar)^2; %Área del acero refuerzo
Asr=Ar;
Are= rex*3.141592*(rVar)^2; %Área acero refuerzo exterior (una cara)
Arm= rmx*3.141592*(rVar)^2; %Área acero refuerzo medio
Arey= rey*3.141592*(rVar)^2; %Área acero refuerzo exterior (una cara)
Army= rmy*3.141592*(rVar)^2;

At= 174.7; %Área acero estructural
As=At;
Aal=(D-2*C)*tw; %Área del alma
Ap=B*C; %Área del patín
Aa=At;
Ac= b*h-At-Ar; %Área del concreto

Cvm = 0.08; %Coeficiente de variación de la carga muerta
Cvv=0.18; %Coeficiente de variación de la carga viva
probex=50; %Probabilidad de excedencia

for i =1:1000

    FFyr(i)=normrnd(MFyr,DFyr);
    FFc(i)=normrnd(MFc,DFc);
    Fb(i)=normrnd(Mb,Db);
    Fh1(i)=Fb(i);
    Fh(i)=normrnd(Mh,Dh);
    Fh2(i)=Fh(i);
    Frecy(i)=normrnd(Mrecy,Drecy);
    Frecx(i)=Frecy(i);

end

%Cálculo de la resistencia simulada a flexión en dirección "x"

for i =1:1000

bt(i)=1.05-(FFc(i)/1400); %Factor beta 1
Ta=Aa*Fy; %Tensión en el perfil
Trm(i)=Arm*FFyr(i); %Tensión en el refuerzo medio
Tre(i)=Are*FFyr(i); %Tensión en el refuerzo exterior
Cre(i)=Are*(FFyr(i)-0.85*FFc(i)); %Compresión en el refuerzo exterior

c(i)=(Ta+Trm(i)+(0.85*FFc(i)*Are))/(0.85*bt(i)*FFc(i)*Fh1(i)); %Eje
neutro

Cc(i)=0.85*FFc(i)*bt(i)*c(i)*Fh1(i); %Compresión en el concreto

c2(i)=(0.85*FFc(i)*(Are-(0.5*B*(Fh2(i)-D)))+(B*(Fh2(i)-
D)*Fy)+(Aa*Fy)+(Arm*FFyr(i)))/(0.85*bt(i)*FFc(i)*Fh1(i)+(2*B*Fy)-
(0.85*FFc(i)*B));

if

c(i)<0.5*(Fh2(i)-D); %EJE NEUTRO EN EL CONCRETO (fuera de la sección de
acero)

```

```

Mnx(i)=Cc(i)*c(i)*(1-0.5*bt(i))+(Cre(i)*(c(i)-Frecy(i)))+Ta*(0.5*Fh2(i)-
c(i))+(Trm(i)/3)*(112.2-3*c(i))+(Tre(i)*(Fh2(i)-c(i)-Frecy(i)));

elseif

c2(i)<0.5*(Fh2(i)-D)+C; %EJE NEUTRO EN EL PATÍN

Cc2(i)=0.85*FFc(i)*bt(i)*c2(i)*Fh1(i); %Compresión en el concreto
tpc(i)=c2(i)-(0.5*(Fh2(i)-D)); %Altura de la parte del patín que está
encima del eje neutro
Ca(i)=B*tpc(i)*(Fy-0.85*FFc(i)); %Compresión en el patín superior
Tps(i)=B*(C-tpc(i))*Fy; %Tensión en el patín superior
Tal=Aal*Fy; %Tensión en el alma
Tpi=Ap*Fy; %Tensión en el patín inferior

Mnx(i)=(Cc2(i)*c2(i)*(1-0.5*bt(i)))+(Cre(i)*(c2(i)-
Frecy(i)))+(0.5*Ca(i)*tpc(i))+(0.5*Tps(i)*(C-tpc(i)))+(Tal*(0.5*Fh2(i)-
c2(i)))+(Trm(i)/3)*(112.2-3*c2(i))+(Tpi*(D-0.5*C-
tpc(i)))+(Tre(i)*(Fh2(i)-Frecy(i)-c2(i)));

else %EJE NEUTRO EN EL ALMA

c3(i)=((0.85*FFc(i)*(Are+Ap-(0.5*(Fh2(i)-D)*tw)-
C*tw))+Trm(i)+(Fh2(i)*tw*Fy))/(0.85*FFc(i)*(bt(i)*Fh1(i)-tw)+(2*tw*Fy));
Cc3(i)=0.85*FFc(i)*bt(i)*c3(i)*Fh1(i); %Compresión en el concreto
Cps(i)=Ap*(Fy-0.85*FFc(i));
hac(i)=c3(i)-0.5*(Fh2(i)-D)-C;
Cal(i)=tw*hac(i)*(Fy-0.85*FFc(i));
Tal2(i)=(D-2*C-hac(i))*tw*Fy;

Mnx(i)=Cc3(i)*c3(i)*(1-0.5*bt(i))+Cre(i)*(c3(i)-
Frecy(i))+Cps(i)*(hac(i)+0.5*C)+0.5*Cal(i)*hac(i)+(Trm(i)/3)*(112.2-
3*c3(i))+0.5*Tal2(i)*(D-2*C-hac(i))+Ap*Fy*(D-1.5*C-
hac(i))+Tre(i)*(Fh2(i)-c3(i)-Frecy(i));

end

end

%Cálculo de la resistencia simuladas a flexión en "y"

for i =1:1000

c1y(i)=(Aa*Fy+2*Army*FFyr(i)+0.85*FFc(i)*Arey)/(0.85*FFc(i)*bt(i)*Fh2(i))
;
Ccy(i)=0.85*FFc(i)*bt(i)*c1y(i)*Fh1(i);
Crey(i)=Arey*(FFyr(i)-0.85*FFc(i)); %Compresión en el refuerzo exterior
Trmy(i)=Army*FFyr(i); %Tensión en el refuerzo medio
Crmy(i)=Army*(FFyr(i)-0.85*FFc(i)); %Compresión en el refuerzo medio
Trey(i)=Arey*FFyr(i); %Tensión en el refuerzo exterior
Trmy2(i)=Army*FFyr(i); %Tensión en el refuerzo medio

if

c1y(i)<0.5*(Fh1(i)-B); %EJE NEUTRO EN EL CONCRETO

```

```

Mny(i)=(Ccy(i)*cly(i)*(1-0.5*bt(i)))+Crey(i)*(cly(i)-
Frecx(i))+Crmy(i)*(cly(i)-22.3)+Ta*(0.5*Fh1(i)-cly(i))+(Trmy(i))*(37.6-
cly(i))+Trey(i)*(Fh1(i)-cly(i)-Frecx(i))+Trmy2(i)*(Fh1(i)-22.3-cly(i));

else %EJE NEUTRO EN LA SECCIÓN DE ACERO

c2y(i)=(2*C*Fh1(i)*Fy+Aal*Fy+2*Army*FFyr(i)+0.85*FFc(i)*(Arey-C*(Fh1(i)-
B)))/(0.85*FFc(i)*bt(i)*Fh2(i)+4*C*Fy-1.7*C*FFc(i));
Ccy2(i)=0.85*FFc(i)*bt(i)*c2y(i)*Fh1(i);

bpc(i)=c2y(i)-0.5*(Fh1(i)-B);
Cpc(i)=2*C*bpc(i)*(Fy-0.85*FFc(i));
Tpt(i)=2*C*(B-bpc(i))*Fy;
Crey(i)=Arey*(FFyr(i)-0.85*FFc(i)); %Compresión en el refuerzo exterior

Mny(i)=Ccy2(i)*c2y(i)*(1-0.5*bt(i))+Crey(i)*(c2y(i)-
Frecx(i))+Crmy(i)*(c2y(i)-22.3)+0.5*Cpc(i)*bpc(i)+Aal*Fy*(0.5*Fh1(i)-
c2y(i))+Trmy(i)*(37.6-c2y(i))+0.5*Tpt(i)*(B-
bpc(i))+Trey(i)*(Fh1(i)+Frecx(i)-c2y(i))+Trmy2(i)*(Fh1(i)-22.3-c2y(i));

end

M(i)=(Mnx(i)^2+Mny(i)^2)^0.5; %HIPÓTESIS

end

MRes=mean(M); %Cálculo de la media de la resistencia
sigmar=std(M); %Cálculo de la desviación estándar de la resistencia
CoefR=sigmar/MRes; %Cálculo del coeficiente de variación de la
resistencia

%Cálculo de la resistencia de diseño a flexión en "x"

btd=1.05-((Fc)/1400);
Tad=Aa*Fy; %Tensión en el perfil
Trmd=Arm*Fyr; %Tensión en el refuerzo medio
Tred=Are*Fyr; %Tensión en el refuerzo exterior
Cred=Are*(Fyr-0.85*Fc); %Compresión en el refuerzo exterior

cd=(Tad+Trmd+(0.85*Fc*Are))/(0.85*btd*Fc*h1); %Eje neutro
Ccd=0.85*Fc*btd*cd*h1; %Compresión en el concreto

c2d=(0.85*Fc*(Are-(0.5*B*(h2-D)))+(B*(h2-
D)*Fy)+(Aa*Fy)+(Arm*Fyr))/(0.85*btd*Fc*h1+(2*B*Fy)-(0.85*Fc*B));
Cc2d=0.85*Fc*btd*c2d*h1; %Compresión en el concreto

if

cd<0.5*(h2-D); %EJE NEUTRO EN EL CONCRETO (fuera de la sección de acero)
Mdx=Ccd*cd*(1-0.5*btd)+(Cred*(cd-recy))+Tad*(0.5*h2-cd)+(Trmd/3)*(112.2-
3*cd)+(Tred*(h2-cd-recy));

elseif c2d<0.5*(h2-D)+C; %EJE NEUTRO EN EL PATÍN

```

```
tpcd=c2d-(0.5*(h2-D)); %Altura de la parte del patín que está encima del
eje neutro
```

```
Cad=B*tpcd*(Fy-0.85*Fc); %Compresión en el patín superior
```

```
Tpsd=B*(C-tpcd)*Fy; %Tensión en el patín superior
```

```
Tald=Aal*Fy; %Tensión en el alma
```

```
Tpid=Ap*Fy; %Tensión en el patín inferior
```

```
Mdx=(Cc2d*c2d*(1-0.5*btd)+(Cred*(c2d-recy)+(0.5*Cad*tpcd)+(0.5*Tpsd*(C-
tpcd)+(Tald*(0.5*h2-c2d))+((Trmd/3)*(112.2-3*c2d)))+(Tpid*(D-0.5*C-
tpcd)+(Tred*(h2-recy-c2d)));
```

```
else %EJE NEUTRO EN EL ALMA
```

```
c3d=((0.85*Fc*(Are+Ap-(0.5*(h2-D)*tw)-
C*tw))+Trmd+(h2*tw*Fy))/(0.85*Fc*(btd*h1-tw)+(2*tw*Fy));
```

```
Cc3d=0.85*Fc*btd*c3d*h1; %Compresión en el concreto
```

```
Cpsd=Ap*(Fy-0.85*Fc);
```

```
hacd=c3d-0.5*(h2-D)-C;
```

```
Cald=tw*hacd*(Fy-0.85*Fc);
```

```
Tal2d=(D-2*C-hacd)*tw*Fy;
```

```
Mdx=Cc3d*c3d*(1-0.5*btd)+Cred*(c3d-
recy)+Cpsd*(hacd+0.5*C)+0.5*Cald*hacd+(Trmd/3)*(112.2-
3*c3d)+0.5*Tal2d*(D-2*C-hacd)+Ap*Fy*(D-1.5*C-hacd)+Tred*(h2-c3d-recy);
```

```
end
```

```
%Cálculo de la resistencia de diseño a flexión en "y"
```

```
clyd=(Aa*Fy+2*Army*Fyr+0.85*Fc*Arey)/(0.85*Fc*btd*h2);
```

```
Ccyd=0.85*Fc*btd*clyd*h1;
```

```
Creyd=Arey*(Fyr-0.85*Fc); %Compresión en el refuerzo exterior
```

```
Trmyd=Army*Fyr; %Tensión en el refuerzo medio
```

```
Crmyd=Army*(Fyr-0.85*Fc); %Compresión en el refuerzo medio
```

```
Treyd=Arey*Fyr; %Tensión en el refuerzo exterior
```

```
Trmy2d=Army*Fyr; %Tensión en el refuerzo medio
```

```
if
```

```
clyd<0.5*(h1-B); %EJE NEUTRO EN EL CONCRETO
```

```
Mdy=(Ccyd*clyd*(1-0.5*btd))+Creyd*(clyd-recx)+Crmyd*(clyd-
22.3)+Tad*(0.5*h1-clyd)+(Trmyd)*(37.6-clyd)+Treyd*(h1-clyd-
recx)+Trmy2d*(h1-22.3-clyd);
```

```
else %EJE NEUTRO EN LA SECCIÓN DE ACERO
```

```
c2yd=(2*C*h1*Fy+Aal*Fy+2*Army*Fyr+0.85*Fc*(Arey-C*(h1-
B)))/(0.85*Fc*btd*h2+4*C*Fy-1.7*C*Fc);
```

```
Ccy2d=0.85*Fc*btd*c2yd*h1;
```

```
bpcd=c2yd-0.5*(h1-B);
```

```
Cpcd=2*C*bpcd*(Fy-0.85*Fc);
```

```
Tptd=2*C*(B-bpcd)*Fy;
```

```

Mdy=(Ccy2d*c2yd*(1-0.5*btd))+(Creyd*(c2yd-recx))+Crmyd*(c2yd-
22.3)+(0.5*Cpcd*bpcd)+Aal*Fy*(0.5*h1-c2yd)+(Trmyd)*(37.6-
c2yd)+(0.5*Tptd*(B-bpcd))+(Treyd*(h1-recx-c2yd))+Trmy2d*(h1-22.3-c2yd);

end

Md=(0.9*Mdx^2+0.9*Mdy^2)^0.5; %HIPÓTESIS

MD = Md;

%Cálculo de las solicitaciones simuladas

SD = MD;

FCM = 1.3; %Factor de carga muerta
FCV = 1.5; %Factor de carga viva

RC=0.0; %Relación de carga

for

j=1:10
RC =RC+0.1;

if (probex==50)
    Sn=SD/(FCM*RC+FCV*(1-RC));
    MSol= Sn;
end

CS2=0.10^2+RC^2*Cvm^2+((1-RC)^2)*Cvv^2; %Coeficiente de variación de la
solicitud al cuadrado

sigmas=MSol*(CS2)^(1/2); %Desviación estándar de la solicitud

Beta(j)= (MRes-MSol)/(sigmar^2+sigmas^2)^(1/2); %Índice de confiabilidad
beta

end

```

APÉNDICE J. PROGRAMA DE CÓMPUTO. FLEXIÓN EN VIGAS

El siguiente programa corresponde a la sección sobre vigas compuestas sujetas a flexión:

```
FR=0.85; %Factor de reducción

%Características de los materiales

Fy=3515; %Esfuerzo de fluencia del acero estructural
Fc=250; MFc=292.24; DFc= 33; %Resistencia a compresión del concreto
%Propiedades geométricas
b=17.7; %Ancho patín

d=40.3; %Peralte del perfil

tp=1.09; %Espesor patín
ta=0.75; %Espesor alma
Aa=68.4; %Área acero perfil

tc=10; Mtc=9.75; Dtc=0.3; %Espesor losa de concreto
hr=0; %Espesor losa acero
be=200; %Ancho efectivo

Cvm = 0.08; %Coeficiente de variación de la carga muerta
Cvv=0.18; %Coeficiente de variación de la carga viva
probex=50; %Probabilidad de excedencia

for i =1:1000

    FFc(i)=normrnd(MFc,DFc);
    Ftc(i)=normrnd(Mtc,Dtc);

end

%Cálculo de las resistencias simuladas

for i =1:1000

a(i)=Aa*Fy/(0.85*FFc(i)*be);

if a(i)<Ftc(i); %ENP EN LA LOSA DE CONCRETO
d1(i)=(0.5*d)+hr+Ftc(i)-(0.5*a(i));
Mn(i)=Aa*Fy*d1(i)/100000;

elseif a(i)>Ftc(i);
Cc(i)=0.85*FFc(i)*be*Ftc(i); %Compresión del concreto
C(i)=(Cc(i)+b*tp*Fy)/1000;
T=((Aa-b*tp)*Fy)/1000;

if C(i)>T %ENP ESTÁ EN EL PATÍN
Ca(i)=(0.5*(Aa*Fy-Cc(i)))/1000; %Compresión del acero
```

```

tpc(i)=Ca(i)*1000/(b*Fy); %Tensión del patín
dt(i)=(0.5*Aa*d-0.5*b*(tpc(i)^2))/(Aa-b*tpc(i));
d2p(i)=dt(i)+hr+0.5*Ftc(i);
d2pp(i)=dt(i)-0.5*tpc(i);

Mn(i)=(Cc(i)*d2p(i)+Ca(i)*1000*d2pp(i))/100000;

else %ENP ESTÁ EN EL ALMA
Cc2(i)=(0.85*FFc(i)*be*Ftc(i)); %Compresión del concreto
Ca2(i)=0.5*(Aa*Fy-Cc2(i))/1000; %Compresión del acero
hc(i)=(Ca2(i)*1000-b*tp*Fy)/(ta*Fy); %Profundidad del alma en compresión
Aac(i)=b*tp+hc(i)*ta; %Área de acero en compresión
dc(i)=(0.5*b*(tp^2)+hc(i)*ta*(tp+0.5*hc(i)))/Aac(i);
dta(i)=(0.5*Aa*d-Aac(i)*(d-dc(i)))/(Aa-Aac(i));
d3p(i)=d+hr+0.5*Ftc(i)-dta(i);
d3pp(i)=d-dc(i)-dta(i);

Mn(i)=(Cc2(i)*d3p(i)+Ca2(i)*1000*d3pp(i))/100000;

end
end
end

MRes=mean(Mn); %Cálculo de la media de la resistencia
sigmar=std(Mn); %Cálculo de la desviación estándar de la resistencia
CoefR=sigmar/MRes; %Cálculo del coeficiente de variación de la
resistencia

%Cálculo de la resistencia de diseño

ad=Aa*Fy/(0.85*Fc*be);

if ad<tc; %ENP EN LA LOSA DE CONCRETO
d1d=0.5*d+hr+tc-0.5*ad;
Md=Aa*Fy*d1d/100000;

elseif ad>tc;
Cd=(0.85*Fc*be*tc+b*tp*Fy)/1000;
T=((Aa-b*tp)*Fy)/1000;

if Cd>T %ENP está en el patín
Cad=(0.5*(Aa*Fy-0.85*Fc*be*tc))/1000;
tpcd=Cad*1000/(b*Fy);
dtd=(0.5*Aa*d-0.5*b*(tpcd^2))/(Aa-b*tpcd);
d2pd=dtd+hr+0.5*tc;
d2ppd=dtd-0.5*tpcd;

Md=(0.85*Fc*be*tc*d2pd+Cad*1000*d2ppd)/100000;

else
Cc2d=(0.85*Fc*be*tc);
Ca2d=0.5*(Aa*Fy-Cc2d)/1000;
hcd=(Ca2d*1000-b*tp*Fy)/(ta*Fy);
Aacd=b*tp+hcd*ta;
dcd=(0.5*b*(tp^2)+hcd*ta*(tp+0.5*hcd))/Aacd;

```

```

dtad=(0.5*Aa*d-Aacd*(d-dcd))/(Aa-Aacd);
d3pd=d+hr+0.5*tc-dtad;
d3ppd=d-dcd-dtad;

Md=(Cc2d*d3pd+Ca2d*1000*d3ppd)/100000;

end
end

MR=FR*Md;
MD = MR;

%Cálculo de las solicitaciones simuladas

SD = MD;

FCM = 1.3; %Factor de carga muerta
FCV = 1.5; %Factor de carga viva
RC=0.0; %relación de carga

for

j=1:10
RC =RC+0.1;

if (probex==50)
    Sn=SD/(FCM*RC+FCV*(1-RC));
    MSol= Sn;
end

CS2=0.10^2+RC^2*Cvm^2+((1-RC)^2)*Cvv^2; %Coeficiente de variación de la
solicitud al cuadrado

sigmas=MSol*(CS2)^(1/2); %Desviación estándar de la solicitud

Beta(j)= (MRes-MSol)/(sigmar^2+sigmas^2)^(1/2); %Índice de confiabilidad
beta

end

```